



**TUGAS AKHIR- RC09-1501**

# **DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL QUEST SURABAYA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK**

**FERO FIRMAN SATYA UTAMA**  
**NRP 3112 105 053**

DosenPembimbing  
Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan**  
**Institut Teknologi Sepuluh Nopember**  
**Surabaya 2015**



**FINAL PROJECT- RC09-1501**

# **STRUCTURE MODIFICATION DESIGN OF SURABAYA QUEST HOTEL BUILDING WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAME SYSTEM**

**FERO FIRMAN SATYA UTAMA**  
**NRP 3112 105 053**

**Major Supervisor**  
**Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D**

**CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT**  
**Faculty of Civil Engineering and Planning**  
**Sepuluh Nopember Institute of Technology**  
**Surabaya 2015**

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL  
QUEST SURABAYA DENGAN MENGGUNAKAN  
SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK**

**TUGAS AKHIR**

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada**

**Bidang Studi Struktur**

**Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya**

**Oleh :**

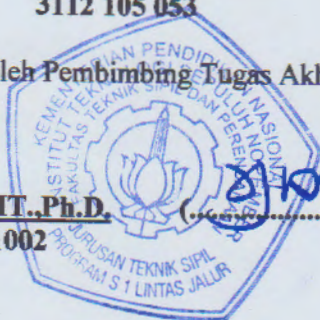
**Fero Firman Satya Utama  
3112 105 053**

**Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :**

**PembimbingI:**

**Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D.**

**NIP 197301281998021002**



**SURABAYA  
JULI 2015**

# **DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL QUEST SURABAYA DENGAN MENGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK**

**Nama** : Fero Firman Satya Utama  
**NRP** : 3112 105 053  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSP – ITS  
**Dosen Pembimbing I** : Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D.

## **ABSTRAK**

*Sistem Rangka Bresing Eksentrik (SRBE) merupakan suatu metode perkembangan struktur baja yang digunakan dalam perencanaan bangunan. Dalam SRBE dikenal adanya suatu bresing yang secara aktif dapat berfungsi sebagai pengaku dan link yang dapat digunakan sebagai penyeimbang, yakni sifat inelastisitas bangunan apabila terkena beban latera/ gempa.*

*Komponen struktur primer (balok, kolom, pengaku/bresing) direncanakan dalam kondisi elastik. Namun struktur link yang bersifat inelastik akan mengalami kelelahan yang mampu membentuk sudut rotasi inelastik pada link saat struktur sudah mengalami deformasi besar akibat gempa. Kerusakan link akibat kelelahan inilah yang sebenarnya diharapkan terjadi, untuk menghindari runtuhnya bangunan.*

*Tahapan perencanaan struktur menurut RSNI 03-17292012 adalah tata cara mendesain struktur bangunan harus memperhitungkan elemen struktur yang berbeda, sehingga tidak dibuat kuat semua. Namun ada elemen struktur tertentu yang dibuat lebih lemah, dengan maksud apabila struktur menerima beban gempa maksimum, maka struktur tidak langsung mengalami kehancuran total secara bersamaan namun yang dahulu mengalami kehancuran adalah elemen lemah.*

*Dalam Tugas Akhir ini, Perencanaan Hotel Quest Surabaya yang awalnya menggunakan beton bertulang akan dilakukan modifikasi pada elemen strukturnya. Dengan dihasilkan perencanaan struktur gedung baja meliputi perencanaan pelat lantai dan atap dari bondek, tangga dengan balok utama dari WF 200.100.4,5,7, balok anak atap menggunakan WF 400.200.7.11 balok anak hunian 400.200.8.13. Balok induk atap menggunakan menggunakan WF 500.200.11.16, balok induk hunian menggunakan WF 600.200.11.17, kolom menggunakan profil kingcross yang di bungkus oleh beton dan pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang dimana tiang pancang yang digunakan adalah diameter 45 cm.*

**Kata Kunci : Sistem Rangka Bresing Eksentrik, Konsep Desain Kapasitas Struktur, Hotel Quest**

# STRUCTURE MODIFICATION DESIGN OF SURABAYA QUEST HOTEL BUILDING WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAME SYSTEM

**Name** : Fero Firman Satya Utama  
**NRP** : 3112 105 053  
**Department** : Teknik Sipil FTSP – ITS  
**Supervisor I** : Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D.

## ABSTRACT

*Eccentrically Braced Frame (EBF) System is a steel structure development method used in the planning of the building. In EBF known for a bresing that can actively serves as a stiffener and links that can be used as a counterweight, that inelasticity the building when exposed to load lateral . The primary structural components (beams, columns, stiffeners / bresing) planned in elastic condition. However, the link structure is inelastic will experience fatigue capable of forming inelastic rotation angle at the time the link has been deformed structure big quake. Damage link of fatigue actually expected to occur, to avoid the collapse of the building.*

*Stages planning of the structure according to RSNI 03-17292012 are ordinances designed the building structure must take into account the different structural elements, so it's not made strong all. However there are certain structural elements that made weaker, with the intention when the structure receives the maximum earthquake loads, the structure it's not directly experienced total collapse simultaneously but that first experience is the destruction of the weaker elements.*

*In this Final Project, Planning Quest Hotel Surabaya who initially using reinforced concrete will be modified on the element*

*structure. The Produces steel building structure design that includes designing of floor and roof plate from bondeks, stairs with the main beam WF 200.100.4,5.7, the roof beam uses WF 400.200.7.11, the residential beam uses WF 400.200.8.13. The roof main beam uses WF 500.200.11.16, the residential main beam uses WF 600.200.11.17, column uses kingcross profile wrapped by concrete and the foundation used is pile foundation in which 45 cm diameter.*

**Keyword : Eccentrically Braced Frames System, Capacity Design Concept of Structure, Quest Hotel**

## KATA PENGANTAR

*Alhamdulillah*, puji syukur kehadiran Allah SWT karena atas berkah, karunia, rahmat dan hidayah-Nya Tugas Akhir ini telah terselasaikan dengan baik. Tugas Akhir ini dibuat dengan tujuan sebagai salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana Teknik bidang studi struktur program studi S1 Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.

Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini, penulis tidak berjalan sendirian. Banyak pihak yang telah membantu proses pengerjaan Tugas Akhir ini hingga selesai. Maka dari itu dengan rasa hormat penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Tuhan Yang Maha Esa, Yang selalu setia memberikan hidayah-Nya dalam proses pengerjaan Tugas Akhir ini.
2. Orang Tua dan Keluarga yang telah memberikan dukungan dan semangat sampai selesainya Tugas Akhir ini.
3. Bapak Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D. Yang telah memberikan bimbingan hingga Tugas Akhir ini selesai.
4. Rekan-rekan karyawan PT. PP (Persero). Tbk yang telah menyediakan berbagai fasilitas dan waktu luang yang mendukung pengerjaan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa dalam Tugas Akhir ini masih belum sempurna. Oleh karena itu, penulis berharap kritik dan saran dari pembaca demi kebaikan untuk kedepannya. Semoga Tugas Akhir ini bisa memberikan manfaat, baik bagi penulis maupun bagi para pembaca. Amien.

Surabaya, 12 Juni 2015  
Hormat Kami,

Fero Firman Satya Utama



***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN JUDUL.....</b>	<b>i</b>
<b>LEMBAR PENGESAHAN.....</b>	<b>iii</b>
<b>ABSTRAK .....</b>	<b>iv</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>vi</b>
<b>KATA PENGANTAR .....</b>	<b>viii</b>
<b>DAFTAR ISI.....</b>	<b>x</b>
<b>DAFTAR TABEL.....</b>	<b>xv</b>
<b>DAFTAR GAMBAR.....</b>	<b>xvii</b>
<b>BAB I      PENDAHULUAN.....</b>	<b>1</b>
1.1.    Latar Belakang.....	1
1.2.    Rumusan Masalah.....	4
1.3.    Maksud dan Tujuan .....	5
1.4.    Batasan Masalah .....	5
1.5.    Manfaat .....	6
<b>BAB II      TINJAUAN PUSTAKA.....</b>	<b>7</b>
2.1.    Umum.....	7
2.2.    Bangunan Tahan Gempa.....	7
2.2.1.    Kinerja Struktur Gedung Tahan Gempa .....	15
2.3.    Pembebanan .....	16
2.4.    Elemen Struktur Primer .....	19
2.4.1.    Kolom.....	19
2.4.2.    Balok .....	23
2.5.    Sistem Rangka Bresing Eksentrik.....	26
2.5.1.    Perilaku <i>Link Beam</i> .....	29

2.6.	<i>Steel Floor Deck</i> .....	35
2.7.	Sambungan .....	35
2.7.1.	Kuat Rencana Sambungan Baut .....	36
2.7.2.	Sambungan Las .....	39
2.7.3.	Sambungan Baut .....	41
2.8.	Pondasi .....	42
2.8.1.	Daya Dukung Pondasi Tiang Tunggal.....	42
2.8.2.	Daya Dukung Pondasi Tiang Grup.....	43
2.8.3.	Perencanaan Jarak Pondasi.....	44
2.8.4.	Perencanaan Poer .....	45

### **BAB III      METODOLOGI..... 49**

3.1.	Perencanaan Struktur Gedung Hotel Quest .....	49
3.2.	Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir .....	50

### **BAB IV      PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER ..... 51**

4.1.	Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung .....	51
4.1.1.	Pelat Lantai Atap.....	51
4.1.2.	Pelat Lantai Hunian .....	52
4.2.	Perencanaan Balok Anak .....	53
4.2.1.	Balok Anak Lantai Atap .....	54
4.2.2.	Balok Anak Lantai Hunian .....	58
4.3.	Perencanaan Tangga .....	62
4.3.1.	Tangga Lantai Hunian .....	62
4.3.2.	Anak Tangga .....	63
4.3.3.	Bordes .....	67
4.3.4.	Balok Utama Tangga .....	70
4.3.5.	Balok Penumpu Tangga .....	78

## **BAB V      PEMODELAN STRUKTUR.....83**

5.1.	Permodelan Struktur .....	83
5.2.	Pembebanan Struktur Utama .....	84
5.2.1.	Berat Total bangunan .....	85
5.2.1.	Kombinasi Pembebanan .....	85
5.3.	Pembebanan Gempa Dinamis .....	85
5.3.1.	Pembebanan Pelat Sebagai Diafragma .....	86
5.3.2.	Arah Pembebanan .....	86
5.3.3.	Parameter Respon Spektrum Rencana .....	86
5.3.4.	Faktor Reduksi Gempa .....	87
5.3.5.	Faktor Keutamaan .....	88
5.4.	Analisis Struktur .....	88
5.4.1.	Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum .....	88
5.4.2.	Kontrol Partisipasi Massa .....	91
5.4.3.	Kontrol Waktu Getar Alami .....	92
5.4.4.	Kontrol Simpangan Antar Lantai .....	93

## **BAB VI      PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER .....95**

6.1.	Analisis Desain .....	95
6.2.	Perencanaan Elemen Struktur Primer .....	95
6.2.1.	<i>Link</i> Kritis.....	95
6.2.2.	Balok di Luar <i>Link</i> .....	98
6.2.3.	Bresing .....	100
6.2.4.	Kolom.....	107
6.3.	Perencanaan Sambungan .....	113
6.3.1.	Sambungan Balok Anak Lantai Perkantoran Dengan Balok Induk .....	113

6.3.2.	Sambungan Balok Anak Lantai Atap Dengan Balok Induk .....	115
6.3.3.	Sambungan Balok Utama Dengan Balok Penumpu Tangga .....	118
6.3.4.	Sambungan Balok Penumpu Tangga Dengan Kolom .....	120
6.3.5.	Sambungan Antar Kolom Lantai Hunian ..	122
6.3.6.	Sambungan Kolom Dengan Base Plate .....	127
6.3.7.	Sambungan Balok Induk Lantai Hunian Dengan Kolom .....	132
6.3.8.	Sambungan Balok Induk Atap Dengan Kolom .....	135
6.3.9.	Sambungan Batang Bresing .....	139
6.3.10.	Sambungan Kolom KC 700.30013.24 Dengan KC 600.200.11.17 .....	141

## **BAB VII PERENCANAAN PONDASI..... 147**

7.1.	Umum.....	147
7.2.	DataTanah .....	147
7.3.	Perencanaan Pondasi .....	147
7.4.	Daya Dukung Tanah.....	149
7.4.1.	Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal .....	149
7.4.2.	Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok.....	150
7.4.3.	Repartisi Beban – Beban di Atas Tiang Kelompok.....	151

7.5.	Perhitungan Pondasi Kolom .....	152
7.5.1.	Daya Dukung Satu Tiang Pancang .....	152
7.5.2.	Perhitungan Repartisi Beban – Beban di Atas Tiang Kelompok.....	153
7.5.3.	Perencanaan Poer Pada Kolom.....	154
7.5.4.	Kontrol Geser Pons .....	154
7.5.5.	Penulangan Poer .....	158
7.6.	Perencanaan Kolom Pedestal .....	163
7.7.	Perencanaan Sloof Pondasi .....	165
7.7.1.	Penulangan Lentur Sloof .....	166
7.7.1.	Penulangan Geser Sloof .....	168

## **BAB VII PENUTUP..... 169**

8.1.	Kesimpulan.....	169
8.2.	Saran .....	170

## **DAFTAR PUSTAKA ..... 171**

## **LAMPIRAN**

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Kategori Resiko Bangunan Gedung Dan Struktur Lainnya Untuk Beban Gempa ( <i>Sumber : RSNi 03-1726-2012</i> ).....	8
Tabel 2.2	Faktor Keutamaan Gempa ( <i>Sumber : RSNi 03-1726-2012</i> ) .....	11
Tabel 2.3	Klasifikasi Situs ( <i>Sumber : RSNi 03-1726-2012</i> ).....	12
Tabel 2.4	Koefisien Situs, $F_a$ ( <i>Sumber : RSNi 03-1726-2012</i> ).....	13
Tabel 2.5	Koefisien Situs, $F_v$ ( <i>Sumber : SNI 03-1726-2012</i> ).....	13
Tabel 2.6	Faktor Modifikasi respon $R$ , $C_d$ , dan $\Omega_0$ Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa ( <i>Sumber : RSNi 03-1726-2012</i> ) .....	14
Tabel 2.7	Batas-Batas bentang Pengekang Lateral.....	24
Tabel 2.8	Ukuran Las Sudut .....	40
Tabel 5.1	Parameter Respon Gempa Wilayah Surabaya untuk Kelas Situs E (Tanah Lunak).....	90
Tabel 5.2	Nilai Batasan Gempa Spektrum .....	91
Tabel 5.3	Reaksi Dasar Struktur .....	94
Tabel 5.4	Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa .....	95
Tabel 5.5	Rasio Partisipasi massa Hotel Quest .....	96
Tabel 5.6	Periode dan Frekuensi Struktur .....	97
Tabel 5.7	Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah X.....	98

Tabel 5.8	Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah Y .....	98
Tabel 6.1	Output SAP 2000 <i>frame</i> 1413 .....	112
Tabel 7.1	Hasil Analisis SAP 2000 Kolom kritis .....	159



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1.	Peta untuk $S_s$ (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget ( $MCE_R$ ), Periode Ulang Gempa = 2500 Tahun , $T=0,2$ Detik ; Kelas Situs SB ( <i>Sumber : RSNi 03-1726-2012</i> )).	11
Gambar 2.2.	Peta untuk $S_s$ (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget ( $MCE_R$ ), Periode Ulang Gempa = 2500 Tahun , $T=1,0$ Detik ; Kelas Situs SB ( <i>Sumber : SNI 03-1726-2012</i> )).	12
Gambar 2.3	Sistem Rangka Bresing Eksentrik	27
Gambar 2.4	Gaya Yang bekerja Pada <i>Link</i>	29
Gambar 2.5	Sudut Rotasi <i>Link Beam</i>	33
Gambar 2.6	Detailing pada <i>Link Beam</i>	34
Gambar 2.7	Penampang <i>Steel Floor Deck</i>	35
Gambar 2.8	<i>Simple Connection</i> Dengan Baut	41
Gambar 2.9	<i>End Plate Connection</i>	41
Gambar 2.10	Sambungan Las	42
Gambar 2.11	Pondasi Tiang Pancang Grup	44
Gambar 2.12	Penampang Kritis Pada Pondasi	45
Gambar 2.13	Kontrol Geser <i>Ponds Pile Cape</i>	47
Gambar 3.1	Diagram Alir Metodologi	50
Gambar 4.1	Pelat Lantai Atap	55

Gambar 4.2	Penulangan Pelat Atap .....	56
Gambar 4.3	Pelat Lantai Hunian .....	56
Gambar 4.4	Penulangan Lantai Hunian .....	57
Gambar 4.5	Denah Balok Anak Lantai Atap .....	58
Gambar 4.6	Denah Balok Anak Lantai Hunian .....	62
Gambar 4.7	Denah Tangga .....	67
Gambar 4.8	Pelat Anak Tangga .....	67
Gambar 4.9	Hasil Analisa Lendutan Pelat Tangga .....	68
Gambar 4.10	Sketsa Pembebanan Pelat Tangga .....	69
Gambar 4.11	Hasil Analisa Lendutan Balok Pengaku Tangga .....	71
Gambar 4.12	Denah Bordes .....	71
Gambar 4.13	Hasil Analisa Lendutan Pelat Bordes .....	72
Gambar 4.14	Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga ...	75
Gambar 4.15	Bidang M Balok Tangga .....	77
Gambar 4.16	Bidang D Balok Tangga .....	78
Gambar 4.17	Bidang N Balok Tangga .....	79
Gambar 4.18	Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga .....	81
Gambar 4.19	Pembebanan Balok Penumpu Tangga .....	82
Gambar 4.20	Posisi $M_A, M_B, M_C$ Balok Penumpu Tangga ...	84
Gambar 4.21	Hasil Analisis lendutan Balok Penumpu Tangga .....	85
Gambar 5.1	Denah Struktur gedung Hotel Quest Surabaya .....	87

Gambar 5.2	Permodelan Gedung Hotel Quest .....	87
Gambar 5.3	Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Surabaya .....	91
Gambar 5.4	Hasil Analisis Struktur Menggunakan Program SAP 2000 .....	92
Gambar 6.1	Denah <i>Link</i> Kritis.....	99
Gambar 6.2	Output Gaya Dalam Balok Induk Hunian .....	107
Gambar 6.3	Output Gaya Dalam Balok Induk Atap .....	110
Gambar 6.4	Beban Akibat Gravitasi dan Aksial Pada Kolom.....	113
Gambar 6.5	Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk.....	117
Gambar 6.6	Detail Pelat Siku Pada Gelagar .....	119
Gambar 6.7	Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk.....	120
Gambar 6.8	Detail Pelat Siku Pada Gelagar .....	121
Gambar 6.9	Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Balok Penumpu Tangga .....	122
Gambar 6.10	Detail Pelat Siku Pada Gelagar .....	123
Gambar 6.11	Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Kolom.....	124
Gambar 6.12	Detail Pelat Siku Pada Gelagar .....	126
Gambar 6.13	Tampak Atas Sambungan Antar Kolom.....	130
Gambar 6.14	Tampak Samping Sambungan Antar Kolom.....	130
Gambar 6.15	Sambungan Kolom Dengan <i>Base Plate</i> .....	131
Gambar 6.16	Arah Beban Sumbu X pada <i>Base Plate</i> .....	133

Gambar 6.17	Gaya Pada Balok-Kolom.....	137
Gambar 6.18	Pelat <i>End-Plate</i> Balok-Kolom.....	139
Gambar 6.19	Gaya Pada Balok-Kolom.....	140
Gambar 6.20	Pelat <i>End-Plate</i> Balok-Kolom.....	143
Gambar 6.21	Sambungan Bresing Dengan Balok.....	144
Gambar 6.22	Arah Beban Sumbu X Pada pelat Landas.....	145
Gambar 6.23	Sambungan Antar Kolom.....	151

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Sebagai salah satu daerah negara rawan gempa, perencanaan suatu struktur bangunan tahan gempa merupakan suatu kebutuhan yang tidak dapat dihindari. Hal ini dapat dilihat pada kejadian beberapa tahun terakhir yang melanda daerah di Indonesia dan menyebabkan kerusakan terhadap sarana dan prasarana di daerah yang terkena dampak bencana tersebut. Dalam merancang suatu bangunan tahan gempa harus mengutamakan keselamatan dan kenyamanan, dimana bahan dan sistem struktur merupakan hal yang terpenting dalam suatu perencanaan konstruksi bangunan tahan gempa.

Dari sekian banyak material, material baja merupakan salah satu solusi dalam suatu perencanaan bangunan tahan gempa. Beberapa keunggulan dari material baja antara lain:

1. **Kekuatan Tinggi**

Kekuatan yang tinggi dari baja per satuan berat mempunyai konsekuensi bahwa beban mati akan kecil. Hal ini sangat penting untuk jembatan bentang panjang, bangunan tinggi, dan bangunan dengan kondisi tanah yang buruk.

2. **Keseragaman**

Sifat baja tidak berubah banyak terhadap waktu, tidak seperti halnya pada struktur beton bertulang.

3. **Elastisitas**

Baja berperilaku mendekati asumsi perancang teknik dibandingkan dengan material lain karena baja mengikuti hukum Hooke hingga mencapai tegangan yang cukup tinggi. Momen inersia untuk penampang baja dapat ditentukan dengan pasti dibandingkan dengan penampang beton bertulang.

4. Permananen

Portal baja yang mendapat perawatan baik akan berumur sangat panjang, bahkan hasil penelitian menunjukkan bahwa pada kondisi tertentu baja tidak memerlukan perawatan pengecatan sama sekali.

5. Daktilitas

SNI 03-1729-2002 mendefinisikan daktilitas sebagai kemampuan struktur atau komponennya untuk melakukan deformasi inelastis bolak-balik berulang (siklis) di luar batas titik leleh pertama, sambil mempertahankan sejumlah besar kemampuan daya dukung bebannya. Beban normal yang bekerja pada suatu elemen struktur akan mengakibatkan konsentrasi tegangan yang tinggi pada beberapa titik. Sifat daktil baja memungkinkan terjadinya leleh lokal pada titik-titik tersebut sehingga dapat mencegah keruntuhan prematur. Keuntungan lain dari material daktil adalah jika elemen struktur baja mendapat beban cukup maka akan terjadi defleksi yang cukup jelas sehingga dapat digunakan sebagai tanda keruntuhan

6. Liat (*Toughness*)

Baja strukur merupakan material yang liat artinya memiliki kekuatan dan daktilitas. Suatu elemen baja masih dapat terus memikul beban dengan deformasi yang cukup besar. Ini merupakan sifat material yang penting karena dengan sifat ini elemen baja bisa menerima deformasi yang besar selama pabrikasi, pengangkutan, dan pelaksanaan tanpa menimbulkan kehancuran. Dengan demikian pada baja struktur dapat diberikan lenturan, diberikan beban kejut, geser, dan dilubangi tanpa memperlihatkan kerusakan. Kemampuan material untuk menyerap energi dalam jumlah yang cukup besar disebut *toughness*.

Salah satu bangunan baja yang dirancang tahan gempa adalah bangunan baja dengan menggunakan sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF). EBF merupakan suatu sistem struktur rangka baja tahan gempa yang mempunyai kekakuan elastik yang sangat baik (*excellent elastic stiffness*) dibawah pembebanan lateral sedang dan mempunyai daktilitas yang bagus (*good ductility*) dibawah beban gempa besar. Elemen yang sangat penting dalam desain EBF adalah bagian yang terletak antara joint pengaku diagonal dengan joint kolom-balok yang disebut dengan elemen link. Elemen link ditetapkan sebagai bagian yang akan rusak sedangkan elemen lain diharapkan tetap berada dalam kondisi elastik. Kelehan yang terjadi pada elemen link dapat berupa kelelahan geser atau kelelahan lentur. Tipe kelelahan ini sangat tergantung pada panjang link tersebut. (Engelhardt dan Popov, 1989; 1992).

Sebagai bahan studi perencanaan, akan dilakukan modifikasi pada struktur gedung Hotel Quest yang berlokasi di Tegalsari, yang memiliki data- data sebagai berikut:

Nama Proyek : Pembangunan Hotel Quest

Lokasi Proyek : Jl.Ronggolawe 27-29, Kec.Tegalsari

Jumlah Lantai : 12 lantai

Struktur Atas : Beton bertulang

Struktur Bawah : Pondasi Pile Cape

Struktur Gedung Hotel Quest akan dimodifikasi dengan menggunakan konstruksi baja dengan sistem EBF, untuk struktur bawahnya direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang dan bangunan direncanakan berada di kota Surabaya. Peraturan yang digunakan pada modifikasi perencanaan menggunakan konsep sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM) menurut Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002) dan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung (SNI 03-1726-2012).

Dengan demikian tujuan dari Tugas Akhir ini adalah merencanakan struktur bangunan baja dengan sistem EBF dan kapasitas pondasi yang sesuai dengan besarnya beban untuk meningkatkan kinerja bangunan tahan gempa. Bagaimana perencanaan struktur kolom, balok, plat, link dan pondasi pada gedung Hotel Quest merupakan topik dasar perencanaan tugas akhir ini.

## 1.2 Rumusan Masalah

Dari uraian latar belakang di atas, maka untuk perencanaan struktur gedung Hotel Quest dengan sistem EBF, permasalahan yang ditinjau antara lain:

### a. Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan struktur baja gedung Hotel Quest Surabaya dengan sistem EBF dan pondasinya sesuai dengan peraturan yang berlaku.

### b. Detail Permasalahan

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* penampang profil baja?
2. Beban-beban apa saja yang bekerja pada perencanaan gedung Hotel Quest?
3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi struktur atap, pelat lantai, balok anak dan tangga?
4. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000?
5. Bagaimana merencanakan struktur utama yang meliputi balok dan kolom baja?
6. Bagaimana merencanakan sambungan yang memenuhi kriteria perencanaan struktur?
7. Bagaimana merencanakan struktur bawah yang meliputi tiang pancang dan poer
8. Bagaimana menuangkan hasil bentuk desain dalam bentuk gambar teknik ?



### 1.3 Maksud dan Tujuan

Maksud dan tujuan dalam penulisan proposal tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

- a. Tujuan Utama  
Mendapatkan hasil perencanaan struktur baja gedung Hotel Quest Surabaya dengan sistem EBF dan pondasinya sesuai dengan peraturan yang berlaku.
- b. Detail Tujuan
  1. Dapat menentukan preliminary design penampang profil baja.
  2. Dapat menentukan beban-beban apa saja yang bekerja pada perencanaan gedung Hotel Quest
  3. Dapat merencanakan struktur sekunder yang meliputi struktur atap, pelat lantai, balok anak dan tangga.
  4. Dapat memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000.
  5. Dapat merencanakan struktur utama yang meliputi balok dan kolom baja.
  6. Dapat merencanakan sambungan yang memenuhi kriteria perencanaan struktur.
  7. Dapat merencanakan struktur bawah yang meliputi tiang pancang dan poer
  8. Dapat menuangkan hasil bentuk desain dan analisa ke dalam bentuk gambar teknik.

### 1.4 Batasan Masalah

Untuk menghindari penyimpangan pembahasan dari masalah yang telah diuraikan di atas, maka diperlukan pembatasan masalah yang meliputi :

1. Perencanaan gedung tidak mempertimbangkan aspek biaya ekonomi
2. Desain struktur berdasarkan pada SNI 03-1729-2002

3. Pembebanan dihitung berdasarkan PPIUG 1983
4. Perhitungan beban gempa berdasarkan SNI 03-1726-2012
5. Perencanaan tidak membahas metode pelaksanaan

### **1.5 Manfaat**

Manfaat yang bisa diharapkan dari modifikasi perencanaan ini adalah:

1. Sebagai bahan masukan dan pertimbangan terhadap dunia teknik sipil dalam perencanaan gedung baja menggunakan sistem Rangka Bresing Eksentrik
2. Dari perencanaan ini bisa diketahui hal- hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga kegagalan struktur bisa diminimalisir

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Struktur Baja menjadi memiliki karakteristik keruntuhan yang bersifat duktail, dimana suatu sifat yang mempengaruhi mekanisme keruntuhan pada material baja ketika struktur baja telah berada pada kondisi inelastis (plastisnya). Ketika mekanisme ini terjadi, baja akan mengalami leleh sebelum runtuh yang akan memberikan waktu bagi para pengguna gedung untuk menyelamatkan diri, tidak seperti beton tanpa tulangan baja yang bersifat getas yang akan runtuh seketika pada saat gaya yang bekerja telah melampaui kemampuan ultimit beton.

#### **2.2 Bangunan Tahan Gempa**

Dalam mendesain bangunan tahan gempa, gaya lateral pada struktur harus dipertimbangkan sama seperti halnya gaya gravitasi. Gaya lateral yang dapat berupa tekanan angin atau beban gempa bekerja dari arah samping bangunan yang dapat menimbulkan defleksi lateral. Hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan yaitu kekuatan bangunan yang memadai untuk memberikan rasa nyaman bagi penghuninya. Semakin tinggi gedung, defleksi lateral yang terjadi juga semakin besar pada lantai atas (Cormak, 1995).

Perencanaan struktur dapat direncanakan dengan mengetahui keruntuhan dari struktur tersebut dalam menahan beban maksimum yang bekerja. Pelaksanaan konsep desain kapasitas struktur adalah memperkirakan urutan kejadian dari kegagalan suatu struktur berdasarkan beban maksimum yang dialami struktur. Sehingga kita merencanakan bangunan dengan elemen-

elemen struktur tidak dibuat sama kuat terhadap gaya yang direncanakan, tetapi ada elemen-elemen struktur atau titik pada struktur yang dibuat lebih lemah dibandingkan dengan yang lain dengan harapan di elemen atau titik itulah kegagalan struktur terjadi pada saat beban gempa maksimum bekerja.

Perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dapat dilakukan dengan metoda analisis ragam spektrum respons dengan memakai Spektrum Respons Gempa Rencana yang nilai ordinatnya dikalikan faktor koreksi  $I/R$ , dimana  $I$  adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1, sedangkan  $R$  adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan. Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam menurut metoda ini harus sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa yang menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Tingkat keutamaan ( $I$ ) struktur dalam kepentingannya saat masa layan disajikan dalam tabel berikut ini :

Tabel 2.1 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya untuk Beban Gempa  
(Sumber : SNI 03-1726-2012)

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> </ul>	I

- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen / rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan / Mall</li> <li>- Bangunan industry</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk ke dalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan atau gangguan missal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> </ul>	III

<p>- Pusat telekomunikasi</p> <p>Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia yang berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedan dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, badai angin, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang</li> </ul>	IV

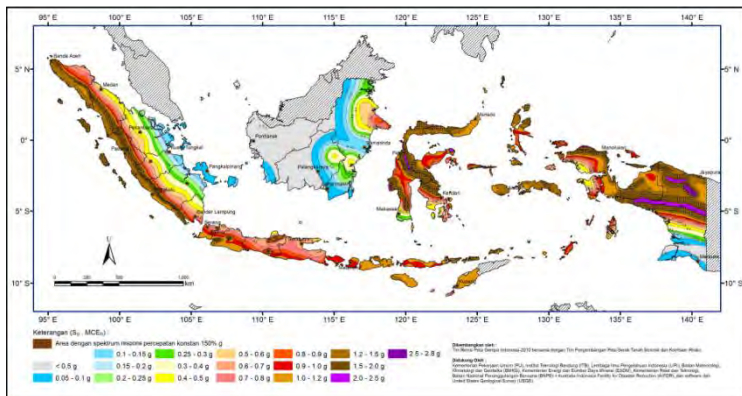
disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat

Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV

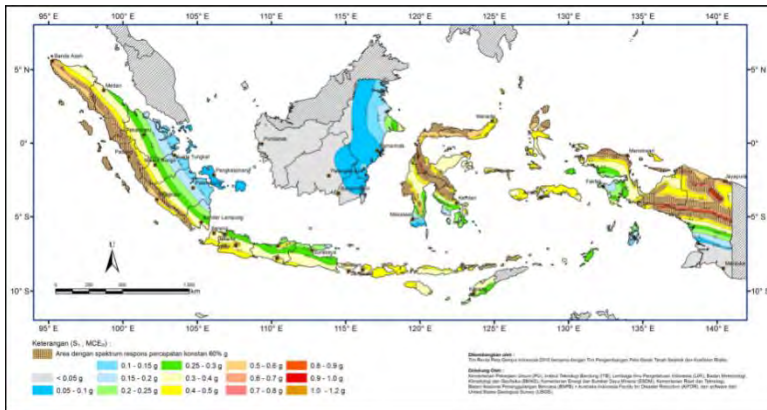
Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa (*Sumber : SNI 03-1726-2012*)

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Parameter percepatan tanah ( $S_s$ ,  $S_1$ ) :



Gambar 2.1 Peta untuk  $S_s$  (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget ( $MCE_R$ ), Periode Ulang Gempa = 2500 Tahun,  $T=0,2$  Detik ; Kelas Situs SB (*Sumber : SNI 03-1726-2012*)



Gambar 2.2 Peta untuk  $S_s$ (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ ), Periode Ulang Gempa = 2500 Tahun,  $T=1,0$  Detik ; Kelas Situs SB (Sumber : SNI 03-1726-2012)  
Klasifikasi situs (SA-SF)

Tabel 2.3. Kasifikasi Situs(Sumber : SNI 03-1726-2012)  
Faktor Koefisien Situs ( $F_a$ ,  $F_v$ )

Kelas Situs	$V_s$ (m/detik)	N atau Nch	$S_u$ (kPa)
Sa (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$ 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah 2. Lempung sangat organik dan atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) 3. Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas, $PI > 75$ ) 4. Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa		



Tabel 2.4. Koefisien Situs,  $F_a$  (Sumber : SNI 03-1726-2012)

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,2	1,2	1,1	1	1
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SSb				

Tabel 2.5 Koefisien Situs,  $F_v$  (Sumber : SNI 03-1726-2012)

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan pada perioda pendek, $T=1,0$ detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SSb				

Nilai faktor modifikasi respon ( $R$ ) ditentukan berdasarkan tipe struktur yang akan direncanakan. Berikut ini adalah nilai faktor modifikasi respon untuk berbagai tipe struktur tahan gempa.

Tabel 2.6 Faktor Modifikasi Respon  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  untuk Sistem Penahan Gaya Gempa (*Sumber : SNI 03-1726-2012*)

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi Respon, $R^a$
<b>B. Sistem rangka banguann</b>	
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6
3. Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	$3\frac{1}{4}$
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6
5. Dinding geser beton bertulang biasa	5
6. Dinding geser beton polos detail	2
7. Dinding geser beton polos biasa	$1\frac{1}{2}$
8. Dinding geser pracetak menengah	5
9. Dinding geser pracetak biasa	4
10. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8
11. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5
12. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3
13. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	$6\frac{1}{2}$
14. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	6
15. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5
16. Dinding geser batu bata bertulang khusus	$5\frac{1}{2}$
17. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4
18. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2
19. Dinding geser batu bata polos didetail	2

20. Dinding geser batu bata polos biasa	1½
21. Dinding geser batu bata prategang	1½
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7
23. Dinding rangka ringan (baja canai dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8
26. Dinding geser pelat baja khusus	7

### 2.2.1. Kinerja struktur gedung tahan gempa

Sesuai dengan persyaratan SNI 03-1726-2012. Kinerja batas layan mensyaratkan bahwa simpangan antar tingkat tidak boleh melebihi  $\frac{0,03}{R}$  kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm. Kinerja batas layan ini dimaksudkan untuk membatasi terjadinya pelepasan baja pada saat terjadi gempa. Selain itu, kinerja batas layan juga dimaksudkan untuk mencegah kerusakan non struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Kinerja batas ultimit ditentukan oleh simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa rencana dan kondisi struktur berada di ambang keruntuhan. Persyaratan ini dimaksudkan untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan yang dapat menimbulkan korban jiwa dan untuk mencegah terjadinya benturan dengan korban jiwa dan untuk mencegah terjadinya benturan dengan gedung tetangga atau bagian struktur lain yang dipisah dengan dilatasi. Simpangan dan simpangan antar tingkat ini harus dihitung akibat pembebanan gempa nominal yang dikalikan dengan suatu faktor pengali  $\xi$ . Untuk struktur gedung beraturan, nilai  $\xi$  diambil sebesar :

1. Untuk struktur gedung beraturan  $\xi = 0,7R$
2. Untuk struktur gedung tak beraturan

$$\xi = \frac{0,7R}{faktorskala}$$

Diisyaratkan bahwa simpangan antar tingkat tidak boleh melebihi 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan pada saat terjadi gempa arah X dan Y.

### 2.3 Pembebanan

Perencanaan pembebanan pada struktur ini berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983 dan RSNI 03-1726-2012. Pembebanan tersebut antara lain :

1. Beban Mati (PPIUG 1983 Bab 1 pasal 1.1)

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu. Nilainya tertera pada tabel 2.1 PPIUG 1983 sebagai berikut :

- Berat jenis beton bertulang : 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Berat dinding setengah bata : 250 kg/m<sup>2</sup>
- Berat aspal : 14 kg/m<sup>2</sup>
- Berat plafon : 11 kg/m<sup>2</sup>
- Berat penggantung : 7 kg/m<sup>2</sup>
- Berat *ducting plumbing* : 10 kg/m<sup>2</sup>

2. Beban Hidup (PPIUG 1983 Bab 1 pasal 1.2)

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan hidup lantai dan atap tersebut.

### 3. Beban Angin (PPIUG 1983 Bab 1 pasal 1.3)

Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara. Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Besarnya tekanan positif dan tekanan negatif ini dinyatakan dalam  $\text{kg/m}^2$ , ditentukan dengan mengalikan tekanan tiup yang ditentukan dalam pasal 4.2 (PPIUG 1983) dengan koefisien angin yang ditentukan dalam pasal 4.3 (PPIUG 1983).

### 4. Beban Gempa (SNI 03-1726-2012)

Beban gempa adalah gaya-gaya yang berasal dari gerakan tanah yang dikombinasi dengan sifat dinamis struktur karena seringkali percepatan horizontal tanah lebih besar daripada percepatan vertikal, dan struktur secara umum lebih sensitif terhadap gerakan horizontal daripada gerakan vertikal. Maka pengaruh gempa horizontal seringkali lebih menentukan daripada pengaruh gempa vertikal. Tahanan komponen struktur baja dalam memikul gaya mengikuti preferensi berikut ini :

- Tarik : baik  $\rightarrow$  keruntuhan leleh bersifat daktail
- Tekan : kurang baik  $\rightarrow$  stabilitas (tekuk lentur, tekuk lokal)
- Lentur : sedang  $\rightarrow$  stabilitas (tekuk torsi, tekuk lokal, tekuk lateral)
- Geser : lemah  $\rightarrow$  getas, tekuk lokal
- Torsi: buruk  $\rightarrow$  getas, tekuk lokal

Berdasarkan beban-beban tersebut di atas maka struktur baja harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan terfaktor SNI 03-1729-2002 di bawah ini :

- $1,4D$
- $1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } H)$
- $1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } H) + (L \text{ atau } 0,5W)$
- $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } H)$

- $1,2D + 1,0E + L$
- $0,9D + 1,0W$
- $0,9D + 1,0E$

Keterangan :

D: beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, partisi tetap, tangga, dan peralatan tetap.

L : beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung, termasuk kejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan, dan lain-lain.

Lr : beban hidup di atap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, peralatan, dan material, atau selama penggunaan biasa oleh orang dan benda bergerak.

H : beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan genangan air.

W : beban angin.

E : beban gempa, yang ditentukan menurut SNI 03-1726-2012, atau penggantinya dengan,  $\gamma L = 0,5$  bila  $L < 5\text{kPa}$ , dan  $\gamma L = 1$  bila  $L > 5\text{kPa}$ .

Secara umum D, L, La, W, E, dan H masing-masing dapat berupa lentur, geser, aksial, dan torsi. Tahanan setiap komponen struktur harus diperiksa terhadap semua kombinasi pembebanan tersebut di atas. Faktor beban untuk L di dalam kombinasi pembebanan pada persamaan (3), (4), dan (5) harus sama dengan 1,0 untuk garasi parkir, daerah yang digunakan untuk pertemuan umum, dan semua daerah di mana beban hidup lebih besar dari 5 kPa.

$E_h$  adalah pengaruh dari komponen horizontal beban gempa yang ditetapkan untuk struktur bangunan. Dalam SNI 03-1726-2012 diisyaratkan bahwa pengaruh komponen horizontal beban gempa yang dikalikan suatu faktor amplifikasi  $\Omega_0$  dan  $E_h$  harus digunakan sebagai ganti dari  $E_h$  seperti dalam kombinasi beban di bawah ini. Faktor amplifikasi  $\Omega_0$  atau faktor kuat cadang struktur.

Kombinasi beban dengan memperhatikan faktor kuat cadang struktur  $\Omega_0$  adalah :

- $1,2D + \gamma L + \Omega_0 E_h$
- $0,9D + \Omega_0 E_h$

Dengan  $\gamma L = 0,5$  bila  $L < 5$  kPa dan  $\gamma L = 1$  bila  $L \geq 5$  kPa.

Keterangan :

D : pengaruh beban mati yang disebabkan oleh berat komponen struktur dan beban tetap pada struktur.

L : pengaruh beban hidup akibat pengguna gedung dan peralatan bergerak

$E_h$  : pengaruh dari komponen horizontal beban gempa

$\Omega_0$  : faktor kuat cadang struktur.

Pengaruh orthogonalitas beban gempa, yaitu pengaruh pembebanan gempa pada dua arah yang saling tegak lurus, harus dipehitungkan dalam perencanaan struktur bangunan. Pengaruh orthogonalitas tidak perlu ditinjau bila perencanaan struktur bangunan tahan gempa digunakan  $\Omega_0 E_h$ .

## 2.4 Elemen Struktur Primer

### 2.4.1. Kolom

Perhitungan kemampuan kolom :

- Kontrol Penampang

Kriteria untuk kolom bagi komponen struktur tekan :

- Luas penampang profil baja minimal sebesar 4% dari luas penampang komposit total.
- Luas minimum penampang tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari  $0,18 \text{ mm}^2$  untuk setiap jarak antar tulangan longitudinal terpasang.
- Mutu beton yang digunakan tidak lebih tinggi dari 55 MPa dan tidak kurang dari 21 MPa.
- Tegangan leleh profil dan tulangan baja yang digunakan tidak melebihi 380 MPa.
- Kontrol Kekakuan Portal (SNI 03-1729-2002 Pasal 7.6.3.3)

$$G = \frac{\sum \left( \frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left( \frac{I_b}{L_b} \right)} \quad (2.1)$$

Dari nilai G, dapat diperoleh nilai kc (faktor panjang tekuk)

- Kontrol Komponen Tekan

$$\lambda_c = \frac{K_c \cdot xL}{\pi \cdot r_m} \sqrt{\frac{f_{my}}{E_m}} \quad (SNI 03 - 1729 - 2002 \text{ Pasal } 12.3.2) \quad (2.2)$$

untuk :

$$\lambda_c \leq 0,25, \text{ maka } \omega = 1$$

$$0,25 < \lambda_c < 1,2, \text{ maka } \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} \quad (2.3)$$

$$\lambda_c \geq 1,2, \text{ maka } \omega = 1,25\lambda_c^2$$

$$N_n = A_s \cdot f_{cr} \quad (2.4)$$

$$f_{cr} = \frac{f_{my}}{\omega} \quad (2.5)$$

$$f_{my} = f_y + c_1 \cdot f_{yr} \frac{A_{ut}}{A_s} + c_2 \cdot f_c' \frac{A_{cn}}{A_s} \quad (2.6)$$

$$E_c = 0,041 \cdot W_c^{1.5} \sqrt{f_c'} \quad (2.7)$$

$$E_m = E + c_3 \cdot E_c \cdot (A_c/A_s) \quad (2.8)$$



Dimana :

$A_c$  = Luas penampang beton

$A_s$  = Luas penampang profil baja

$E$  = Modulus elastisitas baja

$E_c$  = Modulus elastisitas beton

$E_m$  = Modulus elastisitas komposit

$f_{cr}$  = Tegangan tekan kritis

$f_y$  = Tegangan leleh baja

$f_c'$  = Kuat tekan karakteristik beton

$r_m$  = Jari-jari girasi kolom komposit

$w$  = Faktor tekuk

$c_1$  = 1,0 (Baja diberi selubung beton)

$c_2$  = 0,85 (Baja diberi selubung beton)

$c_3$  = 0,4 (Baja diberi selubung beton)

- Kontrol Tekuk Lateral (SNI 03-1729-2002 Pasal 8)

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.9)$$

dimana :

$M_u$  = Momen lentur rencana (Nmm)

$M_n$  = Kuat lentur nominal penampang (Nmm)

$\phi$  = Faktor reduksi (0,9)

- Bentang Pendek ( $L_b \leq L_p$ )

$$M_n = M_p \quad (2.10)$$

$$L_p = 1.76 \times r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.11)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad (2.12)$$

dimana :

$r_y$  = jari-jari girasi terhadap sumbu lemah

- Bentang Menengah(  $L_p \leq L_b \leq L_r$  )

$$M_n = C_b \left( M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right) \leq M_p \quad (2.13)$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{(f_y - f_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (f_y - f_r)^2}} \quad (2.14)$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (2.15)$$

$$X_2 = 4 \frac{I_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (2.16)$$

dimana :

$I_w$  = konstanta puntir lengkun

$J$  = konstanta puntir torsi

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2.30 \quad (2.17)$$

- Bentang Panjang (  $L_r \leq L_b$  )

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad (2.18)$$

$$M_n = M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E I_y \cdot G J \left( \frac{\pi E}{L_b} \right)^2} \leq M_p \quad (2.19)$$

- Persamaan Interaksi Aksial-Momen

$$\text{Jika } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \quad (2.20)$$

$$\text{maka } \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (2.21)$$

$$\text{Jika } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \quad (2.22)$$

$$\text{maka } \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi b.M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b.M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (2.23)$$

#### 2.4.2. Balok

Sebuah balok yang memikul beban lentur murni terfaktor  $M_u$  harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan :

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.24)$$

dimana :

$M_u$  adalah momen lentur terfaktor

$\phi$  adalah faktor reduksi = 0,9

$M_n$  adalah kuat nominal dari momen lentur penampang

##### - Kontrol elangsingan Penampang

Pengertian penampang kompak, tak kompak, dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya yang ditentukan. Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan struktur baja tahan gempa maka batas kelangsingannya :

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} \text{ (kompak)}$$

$$\lambda_p = \frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}} \text{ (tidak kompak)}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \text{ (kompak)}$$

$$\lambda_p = \frac{2550}{\sqrt{f_y}} \text{ (tidak kompak)}$$

Penentuan  $M_n$  dengan kondisi batas Tekuk Torsi Lateral dengan Penampang Kompak ( $\lambda \leq \lambda_p$ ). Kuat komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang lateral yang berdekatan,  $L$ . batas-batas bentang pengekang lateral :

Tabel 2.7 Batas-Batas Bentang Pengekang Lateral

(Sumber : SNI 03-1729-2012)

Profil	$L_p$	$L_r$
Profil I dan kanal ganda	$1,76r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ dengan $r_y \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ adalah jari-jari girasi terhadap sumbu lemah	$r_y \left[ \frac{X_1}{f_L} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 f_L^2}}$ dengan $f_L = f_y - f_r$ $X_1 = \frac{\pi}{S} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$ $X_2 = 4 \left( \frac{S}{GJ} \right)^2 \frac{I_w}{I_y}$ $I_w$ adalah konstanta puntir lengkung $J$ adalah konstanta puntir torsi
Profil kotak pejal atau berongga	$0,13Er_y \frac{\sqrt{JA}}{M_p}$	$2Er_y \frac{\sqrt{JA}}{M_r}$

- Kondisi plastis sempurna ( $L_b \leq L_p$ )

$$M_n = M_p = Z_x F_y \leq 1,5 \cdot M_y \quad (2.25)$$

- Kondisi tekuk torsi-lateral inelastik ( $L_p < L_b < L_t$ )

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_t) \left( \frac{L_b - L_p}{L_t - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (2.26)$$

Dimana :

$C_b$  = faktor pengali momen lentur nominal (*bending coefficients*)

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + M_C} \leq 2,3 \quad (2.27)$$

Keterangan :

$M_{max}$  adalah momen maksimum dari bentang yang ditinjau

$M_A$  adalah momen pada  $\frac{1}{4}$  bentang yang ditinjau

$M_B$  adalah momen pada  $\frac{1}{2}$  bentang yang ditinjau

$M_C$  adalah momen pada  $\frac{3}{4}$  bentang yang ditinjau

Nilai  $M_n$  dibatasi tidak boleh lebih besar dari nilai  $M_p$  yaitu harga momen lentur pada kondisi plastik sempurna tanpa mengalami tekuk lokal maupun torsi-lateral.

- Kondisi tekuk torsi lateral elastik ( $L_b \geq L_p$ )

$$M_n = M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y I_x} \leq M_p \quad (2.28)$$

- Kontrol Geser

Pelat badan yang memikul gaya geser perlu ( $V_u$ ) harus memenuhi  $V_u \leq \phi V_n$  (2.29)

Dimana :

- $\phi$  adalah faktor reduksi kuat geser, diambil 0,9
- $V_n$  adalah kuat geser nominal, dianggap disambungkan hanya oleh plat badan. Kuat geser nominal  $V_n$ , ditentukan oleh kondisi batas leleh atau tekuk pada plat badan.
- Leleh pada plat badan (plastik sempurna)

Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel  $h/t_w$ , memenuhi :

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{F_{yw}}} \quad (2.30)$$

dengan :

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (2.31)$$

Maka kuat geser nominal plat badan harus dihitung sebagai berikut :

$$V_n = 0,6 f_y w A_w \quad (2.32)$$

Dimana :

$A$  = jarak antara plat pengaku lateral penumpang

$f_{yw}$  = tegangan leleh plat badan

$A_w$  = luas kotor plat badan

- Tekuk inelastik pada plat badan

Jika kelangsingan plat badan memenuhi hubungan:

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} \quad (2.33)$$

Maka kuat geser nominal plat badan harus dihitung sebagai berikut :

$$V_n = 0,6 f_{yw} A_w \left[ 1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} \right] \frac{1}{h/t_w} \quad (2.34)$$

- Tekuk elastik pada plat badan

Jika kelangsingan plat badan memenuhi hubungan:

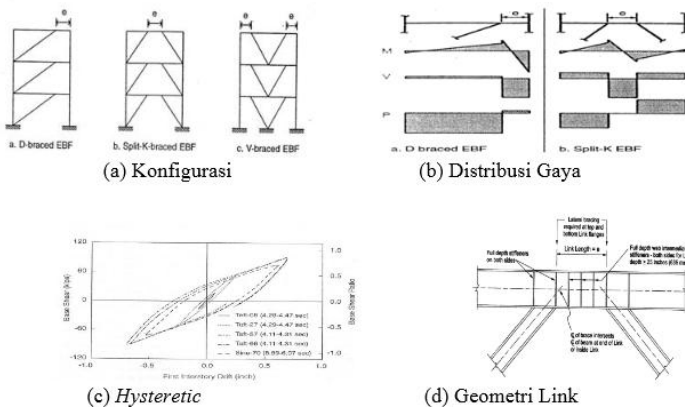
$$\frac{h}{t_w} \geq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} \quad (2.35)$$

Maka kuat geser nominal plat badan harus dihitung sebagai berikut :  $V_n = \frac{0,9 E \cdot k_n \cdot A_w}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$  (2.36)

## 2.5 Sistem Rangka Bresing Eksentrik

Sistem rangka bresing eksentrik merupakan struktur baja penahan gaya lateral yang merupakan gabungan antara konsep daktilitas dan disipasi energi yang baik dari desain *Moment-Resisting Frames* (MRF) dengan karakteristik kekakuan elastik yang tinggi dari desain *Concentrically Braced Frames* (CBF). EBF mengkombinasikan banyak keuntungan individu dari sistem kerangka konvensional, secara spesifik, EBF memiliki elastisitas tinggi, respons inelastis stabil pada muatan lateral siklis, daktilitas dan kapasitas disipasi energi yang besar (Bruneau, 1998).

Konsep desain EBF adalah sederhana: membatasi aksi inelastis pada *link*, dan mendesain kerangka di sekitar *link* untuk mempertahankan tegangan maksimum yang dapat diberikan oleh *link*. Desain dengan menggunakan strategi ini harus memastikan bahwa *link* bertindak sebagai sekering seismik *ductile* dan melindungi integritas dari kerangka seismik di sekitarnya (lihat Gambar 2.7(b)). Pada pembebanan *cyclic*, terlihat kurva *hysteresis* sistem EBF stabil dan melingkar dengan baik, indikatif dari banyak disipasi energi (lihat Gambar 2.7 (c)). Sehingga yang menjadi konsep utama dalam struktur EBF adalah elemen link ditetapkan sebagai bagian yang akan rusak sedangkan elemen lain diharapkan tetap berada dalam kondisi elastik. Kelehan yang terjadi pada elemen link dapat berupa kelelahan geser atau kelelahan lentur. Tipe kelelahan ini sangat tergantung pada panjang link tersebut. (Engelhardt dan Popov ,1989;1992).



Gambar 2.3.Sistem Rangka Bresing Eksentrik

(Sumber: Moestopo Muslinang Herdiansah Yudi,Batubara ben  
Novarro, 2003)

*Link beam* merupakan elemen struktur yang direncanakan untuk berperilaku inelastis serta mampu untuk berdeformasi plastis yang besar pada saat terjadi beban lateral. Bagian *link* berfungsi untuk menyerap energi pada saat beban lateral (gempa). Mekanisme leleh pada elemen *link* terdiri dari 2 mekanisme leleh, yaitu kelelahan geser dan kelelahan lentur, tergantung dari panjang *link* ( $e$ ) yang digunakan. Pada sistem struktur EBF, kekakuan lateral merupakan fungsi dari perbandingan antara panjang *link* ( $e$ ) dengan panjang elemen balok ( $L$ ). Jika panjang elemen *link* lebih pendek, maka struktur portal menjadi lebih kaku mendekati kekakuan struktur CBF dan jika panjang *link* lebih panjang, maka kekakuan struktur portal EBF mendekati kekakuan struktur *Momen Resisting Frames* (MRF). Pada struktur EBF, elemen struktur diluar *link* direncanakan untuk berperilaku elastis sedangkan bagian *link* direncanakan untuk dapat berdeformasi inelastis pada saat terjadi beban lateral (gempa).

Ketahanan *bressing* eksentrik pada konstruksi tahan gempa sangat tergantung pada kestabilan sistem struktur dan sifat inelastik dibawah beban *cyclic* lateral. Pada desain struktur EBF yang baik, aktifitas inelastik dibawah beban siklik dibatasi terutama hanya terjadi pada elemen *link* yang didesain untuk dapat mengalami deformasi inelastik yang besar tanpa kehilangan kekuatan. Pada struktur EBF ini, elemen- elemen struktur diluar *link* (balok, kolom dan *bressing*) didesain berdasarkan kapasitas *link*. Dengan membuat elemen *link* lebih lemah dari elemen struktur lainnya, kehancuran daktail diharapkan terjadi pada elemen *link* dan mengantisipasi agar elemen- elemen diluar *link* mengalami kehancuran non daktail, seperti *buckling* pada elemen *bressing*. Karakteristik sistem struktur EBF tergantung dari karakteristik elemen *link* nya ( $e$ ). kekuatan struktur EBF dipengaruhi oleh nilai perbandingan  $e/L$  atau pemendekan elemen

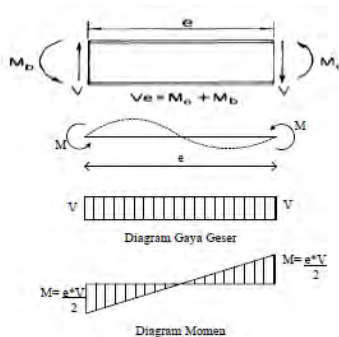


*link* hingga mencapai batas kapasitas geser plastis dari *link*. Pada struktur EBF, *link* pendek ( $e/L$  kecil) memiliki keunggulan dalam menyediakan kekakuan dan kekuatan struktur yang tinggi. Nilai  $e/L$  yang kecil mengakibatkan kebutuhan rotasi *link* yang sangat besar. *Link* panjang ( $e/L$  besar) menghasilkan kekakuan dan kekuatan yang rendah serta kebutuhan rotasi *link* yang lebih kecil. Nilai  $e/L$  yang besar menghasilkan struktur EBF yang mendekati sifat struktur MRF, sedangkan nilai  $e/L$  yang kecil menghasilkan struktur EBF yang mendekati sifat struktur CBF.

## 2.5.1 Perilaku *Link Beam*

### 2.5.1.1 Kuat Elemen *Link Beam*

*Link beam* merupakan elemen balok pendek yang direncanakan mengalami kelelahan lebih awal saat bekerjanya beban lateral pada struktur. Pada bagian *link* ini bekerja gaya geser (*shear*) pada kedua ujung *link* dengan besar yang sama dan arah yang berlawanan. Gaya geser yang bekerja tersebut mengakibatkan momen pada kedua ujung *link* dengan besar dan arah yang sama.



Gambar 2.4 Gaya Yang Bekerja Pada *Link*

(Sumber: Engelhart dan Popov, 1988; Becker dan M. Isler, 1996)

Mekanisme leleh yang terjadi pada elemen *link* ditentukan oleh gaya geser dan lentur yang terjadi pada *link*. Apabila *link* mengalami leleh karena lentur, maka hal ini dipengaruhi oleh panjang *link*. Kekuatan (geser dan lentur) batas pada elemen *link* ditentukan dengan persamaan berikut:

$$M_p = Z_x \cdot f_y \quad (2.37)$$

$$V_p = 0,6f_y(h - 2t_f)t_w \quad (2.38)$$

Keterangan:

$M_p$  = Momen plastis penampang

$Z_x$  = Modulus plastis penampang

$f_y$  = Tegangan leleh penampang

$V_p$  = Gaya geser plastis penampang

$h$  = Tinggi penampang

$t_f$  = Tebal *flens*

$t_w$  = Tebal *web*

$V_n$  = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil diantara  $V_p$  atau  $2M_p/e$

$\phi_v$  = Faktor reduksi geser 0,9

$e$  = Panjang *link*

$$\phi_v V_n = 0,6\phi f_y(h - 2t_f)t_w \quad (2.39)$$

$$M_n = M_p \quad (2.40)$$

$$\phi M_n = M_u \quad (2.41)$$

$$\phi V_n = V_u \quad (2.42)$$

Keterangan:

$M_n$  = Momen lentur rencana link

$M_u$  = Momen lentur perlu

$\phi$  = faktor reduksi lentur 0,9

### 2.5.1.2 Panjang Elemen *Link Beam*

*Link beam* bekerja sebagai sekering gempa yang bersifat daktail, menyerap energi gempa yang masuk kedalam bangunan. Panjang dari elemen *link* akan menentukan mekanisme leleh dan kegagalan *ultimate* yang terjadi pada elemen *link*. Secara umum terdapat 2 jenis *link* berdasarkan panjang *link*nya, yaitu *link* geser (*short link*) dan *link* lentur (*long link*). *Link* geser mengalami leleh disebabkan oleh gaya geser sedangkan *link* lentur mengalami leleh karena momen lentur. Panjang dari elemen *link* merupakan faktor penting untuk menentukan perilaku inelastik elemen *link*, panjang *link* berfungsi untuk mengontrol mekanisme leleh yang terjadi pada *link*. Pada *link* geser, gaya geser yang mencapai keadaan plastis ( $V_p$ ) terlebih dahulu sebelum momen lentur mencapai kapasitas momen plastisnya dan *link* mengalami leleh dalam geser. Sebaliknya, pada *link* lentur, momen plastis ( $M_p$ ) tercapai terlebih dahulu sebelum kelelahan geser terjadi. Ketentuan mengenai panjang *link* ( $e$ ) adalah sebagai berikut:

*Link* geser (*short links*):

$$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} \quad (2.43)$$

*Link* medium (*intermediate links*):

$$\frac{1,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,5M_p}{V_p} \quad (2.44)$$

*Link* lentur (*long links*):

$$e \geq \frac{2,5M_p}{V_p} \quad (2.45)$$

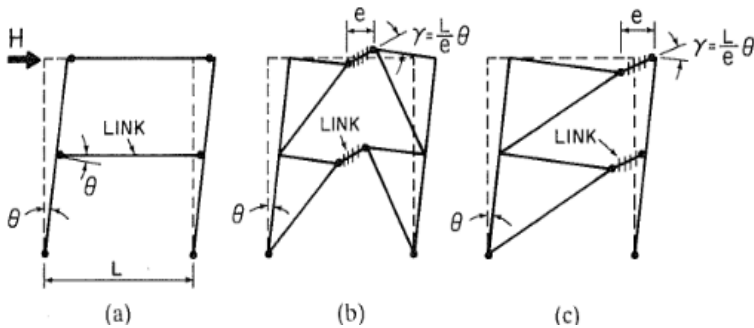
Pada *link* geser, gaya geser yang terjadi konstan disepanjang *link* dan regangan geser inelastik terdistribusi merata

sepanjang *link*. Hal ini mengakibatkan terjadinya pengembangan deformasi inelastis yang besar pada *link*. Pada *link* lentur, kelelahan lentur mendominasi respons struktur tersebut terhadap beban yang bekerja pada struktur, termasuk beban gempa dan regangan lentur yang sangat tinggi dibutuhkan pada bagian ujung-ujung *link* untuk menghasilkan deformasi inelastik pada *link* lentur. Tekuk geser inelastis pada bagian badan (*web*) merupakan model keruntuhan *link* geser. Tekuk yang terjadi ini dapat ditunda atau diperlambat dengan menambahkan pengaku pada bagian badan (*web*). Pada *link* lentur, model keruntuhan dapat berupa fraktur di bagian sayap (*flens*) pada elemen *link*. Selain itu, model keruntuhan lainnya dapat berupa tekuk pada bagian sayap (*flens*) dan tekuk torsi lateral pada *link*. Model keruntuhan ini dapat diperlambat dengan menambahkan pengaku pada elemen *link*. Panjang dan geometri dari *link* EBF juga menentukan *frame*. *Link* pendek mirip dengan *concentric braces*, sedangkan *link* panjang mempunyai keunggulan arsitektural dan perencanaan untuk penyediaan ruang/ bukaan untuk pintu, jendela dan peralatan mesin.

### 2.5.1.3 Sudut Rotasi *Link Beam*

Sudut rotasi link beam adalah sudut inelastis antara *link beam* dan balok di samping *link* ketika besarnya total *story drift* sama dengan besarnya desain *story drift*,  $\Delta$ . Sudut rotasi *link beam* seharusnya tidak melebihi nilai berikut:

- 0,08 radian untuk panjang *link*  $e \leq 1,6M_p/V_p$
- 0,02 radian untuk panjang *link*  $e \geq 2,6M_p/V_p$
- Interpolasi linier antara 0,08-0,02 radian jika panjang *link*  $1,6M_p/V_p \leq e \leq 2,6M_p/V_p$



Gambar 2.5 Sudut Rotasi *Link Beam*

(Sumber: Engelhart dan Popov, 1988)

Secara umum, sudut rotasi link beam dapat menggunakan persamaan

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (2.46)$$

Keterangan:

L= Lebar bentang

h= Tinggi lantai

$\Delta_p$ = *Plastic story drift*

$\Theta_p$ = *Plastic story drift angle*, radians ( $\Delta_p/h$ )

$\gamma_p$ = Sudut rotasi *link beam*

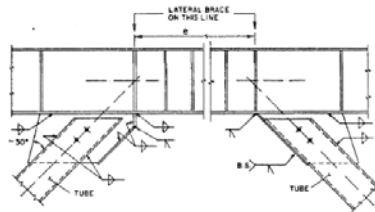
#### 2.5.1.4 Pendetailan *Link Beam*

Pendetailan pada *web linkbeam* yaitu berupa pemberian *web stiffeners* dapat memberikan perilaku *link beam* yang stabil, daktail serta terkontrol dibawah pembebanan *cyclic* (gempa). *Full depth stiffeners* dibutuhkan pada kedua ujung *link* untuk mentransfer gaya geser pada elemen penahan, sehingga membutuhkan pengaku *web* untuk mencegah terjadinya tekuk (*buckling*). Dan *full depth stiffeners* juga dibutuhkan ditengah-

tengah *link* (*link intermediate web*) agar efektif dalam menahan tekuk geser pada *web link* dan dalam membatasi pengurangan kekuatan (*strength degradation*) akibat adanya *flange local buckling* dan lateral torsional *buckling*. Pengaku disambungkan ke *link web* dan *link flanges* dengan cara di las (*fillet welded*).

Adapun ketentuan jarak dan tebal *web stiffeners* pada ujung dan tengah *link beam* antara lain:

- Untuk panjang *link*  $e \leq 1,6 M_p/V_p$ , maka harus disediakan *intermediate web stiffeners* dengan jarak spasi interval tidak melebihi  $30t_w - d/5$  untuk sudut rotasi *link* 0,08 radian atau  $52t_w - d/5$  untuk sudut rotasi *link* 0,02 radian.
- Intermediate web stiffeners* harus *full depth*. Untuk tinggi penampang *link* yang kurang dari 25 inch (635 mm), maka pengaku hanya diperlukan pada satu sisi saja (sisi depan) pada *link web*. Ketebalan pengaku pada satu sisi tersebut tidak boleh kurang dari  $t_w$  atau 3/8 inch (10 mm) (pilih yang terbesar) dan lebarnya tidak kurang dari  $b_f/2 - t_w$ .
- Syarat dari ketebalan dari *fillet weld* (las) yang menghubungkan pengaku dengan *link web* adalah  $A_{st}f_y$  (LRFD), sedangkan untuk pengaku ke *link flange* adalah  $A_{st}f_y/4$  (LRFD) yang mana  $A_{st}$  adalah area dari pengaku.

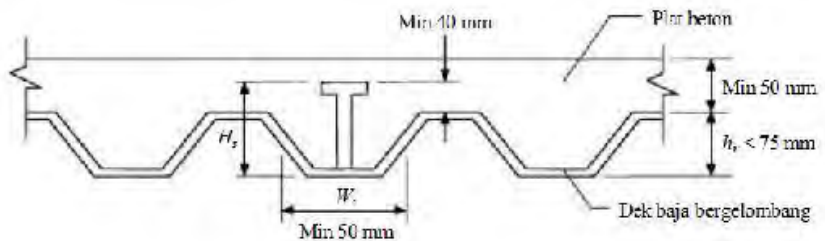


Gambar 2.6 Detailing Pada *Link Beam*

(Sumber: Engelhart, Kasai dan Popov, 1986)

## 2.6 *Steel Floor Deck*

*Steel Floor Deck* yaitu suatu material yang bisa difungsikan sebagai media pengganti konvensional berbentuk papan lembar yang terbuat dari bahan baja galvanis berkuatan tinggi. Biasanya *steel floor deck* dipakai sebagai pengganti bekisting dalam proses pembuatan lantai atau atap dari beton dan juga berfungsi sebagai penulangan positif satu arah. Penggunaan dek baja juga dapat dipertimbangkan sebagai dukungan dalam arah lateral dari balok sebelum beton mulai mengeras. Arah dari gelombang dek baja biasanya diletakkan tegak lurus balok penompangnya.



Gambar 2.7 Penampang *Steel Floor Deck*

(Sumber: SNI 03-1729-2002)

## 2.7 Sambungan

Sambungan merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari sebuah struktur baja. Sambungan berfungsi untuk menyalurkan gaya-gaya dalam (momen, lintang/geser, dan/atau aksial) antar komponen-komponen struktur yang disambung, sesuai dengan perilaku struktur yang direncanakan. Keandalan sebuah struktur baja untuk bekerja dengan mekanisme yang direncanakan sangat tergantung oleh keandalan sambungan.

Suatu sistem sambungan terdiri dari :

1. Komponen struktur yang disambung, dapat berupa balok, kolom, batang tarik, atau batang tekan.
2. Alat penyambung, dapat berupa pengencang, baut biasa, baut mutu tinggi, dan paku keling, atau sambungan las seperti las tumpul, las sudut, dan las pengisi.
3. Elemen penyambung, berupa plat buhul atau plat penyambung.

Filosofi dasar perencanaan sambungan adalah suatu sistem sambungan harus direncanakan lebih kuat daripada komponen struktur yang disambungkan dan deformasi yang terjadi pada sambungan masih berada dalam batas kemampuan deformasi sambungan. Dengan demikian, keandalan struktur akan ditentukan oleh kekuatan elemen-elemennya.

### 2.7.1. Kuat rencana sambungan baut

Sebuah sambungan baut yang memikul gaya terfaktor,  $R_u$ , harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan :

$$R_u = \phi \cdot R_n \quad (2.47)$$

dimana :

$\phi$  = faktor reduksi kuat sambungan baut = 0,75

$R_n$  = kuat nominal terkecil dari baut, elemen struktur yang disambung dan pelat penyambung.

Nilai kuat nominal  $R_n$  ditentukan sesuai dengan mekanisme transfer gaya-gaya dalam yang harus dipikul sistem sambungan.

- Baut dalam geser

Kuat geser rencana dari satu baut dihitung sebagai berikut :

$$V_d = \phi_f V_n = \phi_f r_1 f_u b A_b \quad (2.48)$$



Keterangan :

$r_1 = 0,5$  untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

$r_1 = 0,4$  untuk baut dengan ulir pada bidang geser

$\emptyset_f = 0,75$  adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

$f_u^b$  adalah tegangan tarik putus baut

$A_b$  adalah luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

Kuat geser nominal baut yang mempunyai beberap bidang geser (bidang geser majemuk) adalah jumlah kekuatan masing-masing yang dihitung untuk setiap bidang geser.

- Baut yang memikul gaya tarik

Kuat tarik rencana satu baut dihitung sebagai berikut :

$$T_d = \emptyset_f T_n = \emptyset_f \cdot 0,75 \cdot f_u^b A_b \quad (2.49)$$

Keterangan :

$\emptyset_f = 0,75$  adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

$f_u^b$  adalah tegangan tarik putus baut

$A_b$  adalah luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

- Baut pada sambungan tipe tumpu yang memikul kombinasi geser dan tarik.

Baut yang memikul gaya geser terfaktor,  $V_u$ , dan gaya tarik terfaktor,  $T_u$ , secara bersamaan harus memenuhi kedua persyaratan berikut ini :

$$f_{uv} = \frac{V_u}{n A_b} \leq r_1 \emptyset_f f_u^b m \quad (2.50)$$

$$T_d = \emptyset_f T_n = \emptyset_f f_1 A_b \geq \frac{T_u}{n} \quad (2.51)$$

$$f_1 \leq f_1 - r_2 f_{uv} \leq f_2 \quad (2.52)$$

Dimana:

$\emptyset_f = 0,75$  adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

$n$  adalah jumlah baut

$m$  adalah jumlah bidang geser

untuk baut mutu tinggi :

$$f_1 = 807 \text{ Mpa}, f_2 = 621 \text{ Mpa}$$

$$r_2 = 1,9 \text{ untuk baut dengan ulir pada bidang geser}$$

$$r_2 = 1,5 \text{ untuk baut tanpa ulir pada bidang geser}$$

untuk baut mutu normal :

$$f_1 = 410 \text{ Mpa}, f_2 = 310 \text{ Mpa}$$

$$r_2 = 1,9$$

### 2.7.1.1. Tata letak baut

Tata letak baut sangat mempengaruhi kinerja sistem sambungan. Pengaturan ini dilakukan untuk mencegah kegagalan pada plat dan untuk memudahkan pemasangan, akan tetapi disarankan agar jarak antar baut tidak terlalu besar untuk mencegah pemborosan bahan yang disambung serta mengurangi variasi tegangan di antara baut dan mencegah korosi.

- Jarak tepi minimum

Jarak minimum dari pusat pengencang ke tepi plat atau plat sayap profil harus memenuhi spesifikasi:

- Tepi dipotong dengan tangan 1,75 db
- Tepi dipotong dengan mesin 1,50 db
- Tepi profil bukan hasil potongan 1,25 db

Dengan db adalah diameter nominal baut pada daerah tak berulir.

- Jarak maksimum

Jarak antar baut ditentukan tidak boleh lebih besar dari 15 tp (dengan tp adalah tebal plat lapis tertipis di dalam sambungan), atau 200 mm.

- Jarak tepi maksimum

Jarak dari pusat tiap pengencang ke tepi terdekat suatu bagian yang berhubungan dengan tepi yang lain tidak boleh lebih dari 12 kali tebal plat lapis luar tertipis dalam sambungan dan juga tidak boleh melebihi 150 mm.

- Posisi sambungan

Adakalanya profil baja yang tersedia di lapangan tidak cukup panjang untuk membentuk suatu batang dalam rangkaian struktur. Untuk itu, dilakukan penyambungan dari dua atau lebih profil baja yang ada. Untuk melakukan penyambungan sebaiknya ditempatkan sambungan pada posisi di mana gaya dalam struktur adalah yang terkecil di sepanjang profil yang akan disambung.

#### **2.7.1.2. Pertemuan elemen struktur pada sambungan baut**

Komponen struktur yang menyalurkan gaya-gaya pada sambungan, sumbu netralnya harus direncanakan untuk bertemu pada suatu titik. Bila terdapat eksentrisitas pada sambungan komponen struktur dan sambungannya harus dapat memikul momen yang diakibatkannya.

#### **2.7.2. Sambungan las**

Pengelasan harus memenuhi standar SNI yang berlaku (2441-89, 2442-89, 2443-89, 2444-89, 2445-89, 2446-89, dan 2447-89), atau penggantinya. Jenis las yang digunakan adalah las tumpul, sudut, pengisi, atau tersusun. Mutu las harus memenuhi ketentuan yang disebut dalam SNI 03-1729-2002 butir 13.5.1.1.

##### **2.7.2.1. Las tumpul**

Las Tumpul Penetrasi Penuh adalah las tumpul di mana terdapat penyatuan antara las dan bahan induk sepanjang kedalaman penuh sambungan. Las Tumpul Penetrasi Sebagian adalah las tumpul di mana kedalaman penetrasi lebih kecil daripada kedalaman penuh sambungan.

- Las Tumpul Penetrasi Penuh: tebal rencana las untuk las tumpul penetrasi penuh adalah ukuran las.
- Las Tumpul Penetrasi Sebagian: tebal rencana las untuk las tumpul penetrasi sebagian ditetapkan sesuai dengan ketentuan dibawah ini:
  - Sudut antara bagian yang disambung  $\leq 60^\circ$   
 Satu sisi:  $t = (d - 3) \text{ mm}$

- Dua sisi:  $tt = (d3 + d4 - 6) \text{ mm}$
- Sudut antara bagian yang disambung  $> 60^\circ$   
 Satu sisi:  $tt = d \text{ mm}$   
 Dua sisi:  $tt = (d3 + d4) \text{ mm}$   
 dengan  $d$  adalah kedalaman yang dipersiapkan untuk las ( $d3$  dan  $d4$  adalah nilai untuk tiap sisi las).

### 2.7.2.2. Las Sudut

Ukuran las sudut ditentukan oleh panjang kaki. Panjang kaki harus ditentukan sebagai panjang  $tw1$ ,  $tw2$ , dari sisi yang terletak sepanjang kaki segitiga yang terbentuk dalam penampang melintang las (SNI 03-1729-2002 Gambar 13.5-2).

Tabel 2.8 Ukuran Las Sudut

Tebal bagian paling tebal, $t$ [mm]	Tebal minimum las sudut, $tw$ [mm]
$t \leq 7$	3
$7 < t \leq 10$	4
$10 < t \leq 15$	5
$15 < t$	6

(Sumber: SNI 03-1729-2002)

#### - Kuat las sudut

Las sudut yang memikul gaya terfaktor per satuan panjang las,  $Ru$ , harus memenuhi:

$$Ru \leq \phi Rnw$$

dengan,

$$\phi f Rnw = 0,75tt (0,6 fuw) \text{ (las)} \quad (2.53)$$

$$\phi f Rnw = 0,75tt (0,6 fu) \text{ (bahan dasar)} \quad (2.54)$$

dengan  $\phi f = 0,75$  faktor reduksi kekuatan saat fraktur

Keterangan:

$fuw$  adalah tegangan tarik putus logam las, Mpa

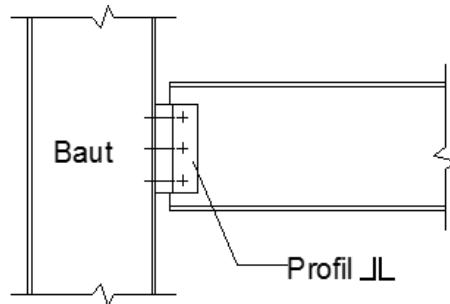
$fu$  adalah tegangan tarik putus bahan dasar, Mpa

$tt$  adalah tebal rencana las, mm

### 2.7.3. Sambungan Baut

#### 1. *Simple Connection*.

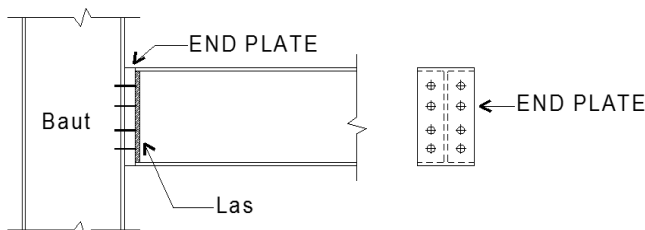
*Simple connection* merupakan salah satu jenis sambungan baja yang paling sederhana. Sambungan ini biasanya menggunakan profil siku sebagai pelat penyambung antar elemen struktur dan baut atau las sebagai perekat. Sambungan ini dapat memberikan perputaran pada ujung balok secara bebas sehingga tidak ada momen lentur yang terjadi pada elemen struktur yang disambung. Berikut adalah contoh salah satu sambungan *simple connection* yang menggunakan baut:



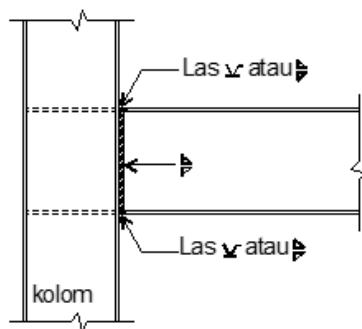
Gambar 2.8 *Simple Connection* dengan Baut

#### 2. *Semi Rigid Connection*

Berbeda dengan *simple connection*, pada *semi rigid connection* terjadi momen lentur pada ujung elemen yang disambung. Sambungan ini tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut di antara elemen-elemen struktur yang disambung, namun harus dianggap mempunyai kapasitas yang cukup untuk memberikan kekangan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut tersebut. Tingkat kapasitas tersebut terhadap pembebanannya yang bekerja ditetapkan dengan metoda berdasarkan percobaan.



Gambar 2.9 End Plate Connection



Gambar 2.10 Sambungan Las

## 2.8 Pondasi

Pondasi umumnya berlaku sebagai elemen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi dipergunakan pondasi tiang pancang dengan data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (*Standart Penetration Test*). Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung izin tiang.

### 2.8.1. Daya dukung pondasi tiang tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah data SPT (*Standard Penetration Test*).

- Kekuatan Tanah

Menggunakan rumus konvensional dan faktor keamanan (SF1=3 dan SF2=5)

$$P_{ijin \text{ 1 tiang}} = \frac{A_{tiang} \cdot C_n}{3} + \frac{K \cdot JHP}{5} \quad (2.55)$$

dimana :

Nilai konus ( $C_n$ ) diambil 8D ke atas dan 4D ke bawah

Luas permukaan ujung tiang ( $A$ ) =  $1/4 \cdot \pi \cdot d^2$

Panjang keliling tiang ( $K$ ) =  $\pi \cdot d$

- Kekuatan bahan

$$\bar{P}_b = Atp \cdot f'_c \text{ ijin} \quad (2.56)$$

dimana :

$$f'_c \text{ ijin} = 0,45 f'_c$$

### 2.8.2. Daya dukung pondasi tiang grup

1. Kebutuhan tiang pancang ( $n$ ) untuk pondasi tiang grup

$$n = \frac{\Sigma P}{P_{ijin}} \quad (2.57)$$

2. Untuk kasus daya dukung grup pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi  $C_e$

$$Q_{L(grup)} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \cdot n \cdot C_e \quad (2.58)$$

dimana :

$n$  = jumlah tiang dalam grup

$C_e$  = koefisien efisiensi

Koefisien efisiensi ( $C_e$ ) tiang grup dipakai rumus menurut *Whitaker*

$$\frac{1}{n^2} = 1 + \frac{n^2 \cdot Pu_{tunggal}^2}{Pu_{blok}^2}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{Pu_{blok}^2}{Pu_{blok}^2 + (n \cdot Pu_{tunggal})^2}} \quad (2.59)$$

Keterangan :

$Pu_{blok}$  =  $Pu$  ijin blok

$Pu_{tunggal}$  =  $Pu$  ijin 1 tiang sebelum dibagi SF

$n$  = jumlah tiang pancang dalam satu kelompok

### 2.8.3. Perencanaan jarak pondasi

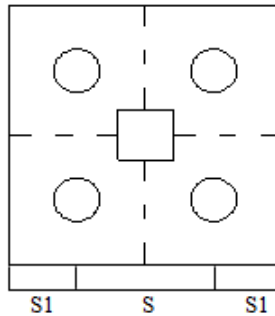
Perhitungan jarak tiang sebagai berikut :

- jarak as ke as tiang pancang  $2D \leq S \leq 2,5D$
- jarak tepi ke as tiang pancang  $1,0D \leq S_1 \leq 1,5D$

dimana :

S = jarak antar tiang pancang

D = Diameter tiang pancang



Gambar 2.11 Pondasi Tiang Pancang Grup

Untuk perhitungan pondasi, faktor beban yang digunakan sebesar 1. Karena nilai *Safety Factor* (SF) perhitungan kekuatan tanah sebesar 3.

1. P tiang yang diizinkan

$$P_{\max} \leq P_{\text{izin}} \quad (2.60)$$

$$P = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\Sigma y^2} \quad (2.61)$$

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\Sigma y^2} < P_{\text{ijin}} \quad (2.62)$$

$$P_{\min} = \frac{\Sigma P}{n} - \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\Sigma x^2} - \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\Sigma y^2} > 0 \quad (2.63)$$

dimana :

n = Jumlah tiang pancang

Mx= Momen yang bekerja pada arah X



$M_y$  = Momen yang bekerja pada arah Y

$x_{\max}$  = Jarak as tiang pancang terhadap sumbu X

$y_{\max}$  = Jarak as tiang pancang terhadap sumbu Y

$\sum x^2$  = Jumlah kuadrat jarak dari as tiang pancang terhadap sumbu X

$\sum y^2$  = Jumlah kuadrat jarak dari as tiang pancang terhadap sumbu Y

#### 2.8.4. Perencanaan poer

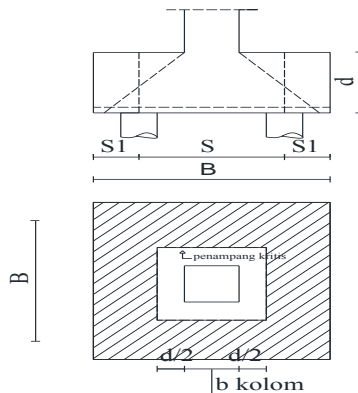
##### 1. Merencanakan ketinggian (h) poer

Untuk merencanakan tebal poer harus memenuhi syarat yaitu kuat geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons, dimana nilai  $V_c$  diambil dari persamaan :

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (2.64)$$

$$V_c = \left(\frac{a_2 \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{12} \quad (2.65)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (2.66)$$



Gambar 2.12 Penampang Kritis Pada Pondasi

dimana :

$\beta c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$b_o$  = keliling dari penampang kritis  
 $= 4 \cdot (0,5 \cdot d + b \text{ kolom} + 0,5 \cdot d)$

2. Kontrol geser satu arah

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.67)$$

$$\Phi V_c \geq V_u \quad (2.68)$$

Dimana :

$\Phi$  adalah 0,75 (SNI 03-2847-2002 pasal 11.3.2.(3))

$$V_u = \sigma_u \cdot B \cdot b_o$$

3. Kontrol geser dua arah

$$b_o = 4 \cdot (0,5 \cdot d + b \text{ kolom} + 0,5 \cdot d) \quad (2.69)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (2.70)$$

$$\Phi V_c \geq V_u \quad (2.71)$$

Dimana :

$$\Phi = 0,75$$

$$\sigma_u = \frac{\Sigma P}{A} \quad (2.72)$$

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_{poer} + A_{pons}) \quad (2.73)$$

4. Menentukan momen yang terjadi :

$$M_u = (P \cdot x) - (1/2 \cdot q \cdot l^2) \quad (2.74)$$

5. Menghitung penulangan :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.75)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (2.76)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \quad (2.77)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \quad (2.78)$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot s \quad (2.79)$$

6. Kekuatan geser pondasi di daerah sekitar tiang pancang yang dipikul harus ditentukan dengan kerja dua arah pada plat pondasi. Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh  $\frac{1}{2} d$  dari muka tiang pancang, yang mengelilingi tiang pancang yang dipikul oleh plat pondasi.

Untuk mencapai kondisi kerja balok dua arah, maka syarat jarak tiang pancang ke tepi harus lebih besar dari  $1,5 \times$  diameter tiang pancang tersebut. Kontrol geser pons 2 arah

Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil, sesuai SNI 03-2847-2012 pasal 13.12.2.1.a – pasal 13.12.2.1.

$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

Dimana  $V_c$  diambil nilai terkecil dari

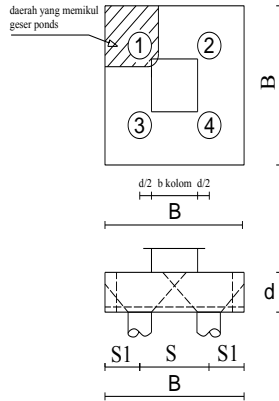
$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c}\right) \cdot b_o \cdot d \quad (2.80)$$

atau

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (2.81)$$

$$V_u < \phi \cdot V_c \rightarrow \text{tebal poer mencukupi}$$

$$V_u > \phi \cdot V_c \rightarrow \text{tebal poer tidak mencukupi}$$



Gambar 2.13 Kontrol Geser Ponds *Pile Cap*  
dimana :

$\beta_c$  = Rasio sisi panjang penampang kolom terhadap sisi pendek penampang kolom

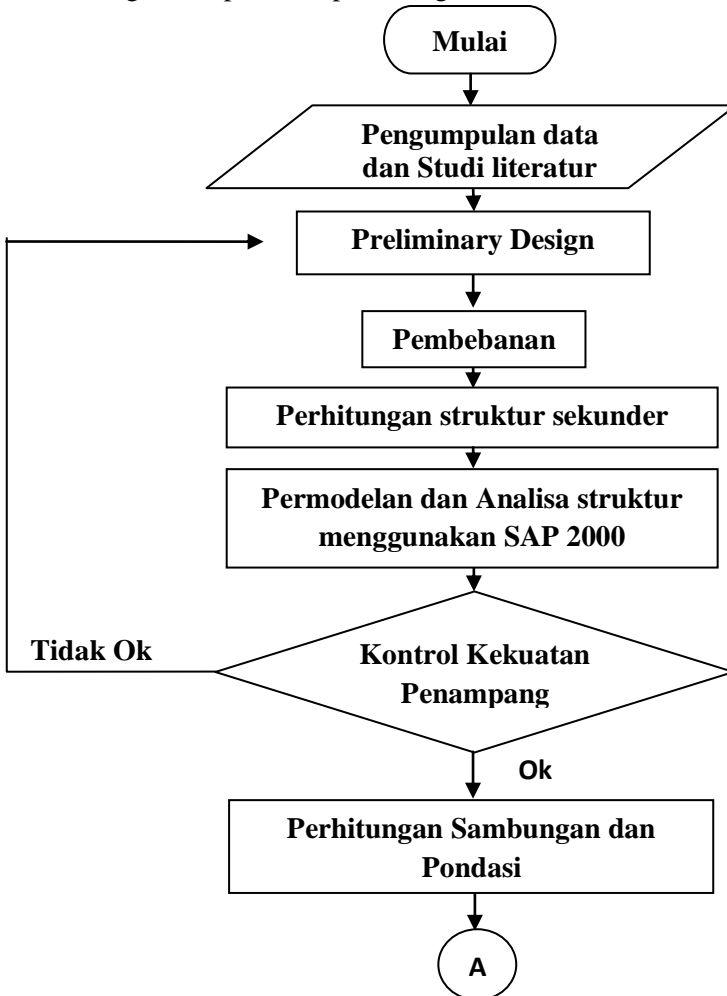
$b_o$  = Perimeter penampang kritis

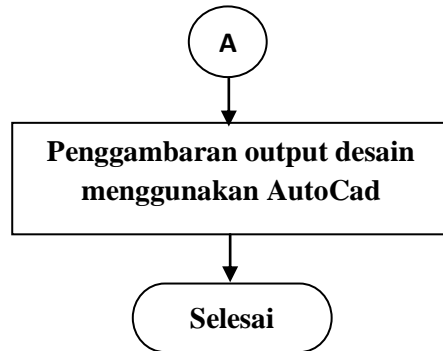
$d$  = Tinggi manfaat pelat

### BAB III METODOLOGI

#### 3.1 Perencanaan Struktur Gedung Hotel Quest

Dalam tugas akhir ini akan membahas tentang perencanaan struktur bangunan baja dengan menggunakan sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF). Urutan pekerjaan dilakukan dengan tahapan- tahapan sebagai berikut:





Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi

### 3.2. Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir

Dari diagram alur di atas dapat dijelaskan metodologi yang dipakai dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

#### 3.2.1. Pengumpulan data

Mencari data umum bangunan dan data tanah gedung Hotel

Quest

Data umum bangunan :

1. Nama Gedung : Gedung Hotel Quest
2. Lokasi : Kec.Tegalsari-Surabaya
3. Fungsi : Hotel
4. Struktur Utama : Beton Bertulang
5. Jumlah Lantai : 12 Lantai
6. Pondasi : Pile cap

- Data-data modifikasi bangunan:

1. Nama Gedung : Gedung Hotel Quest
2. Lokasi Rencana : Kec.Tegalsari-Surabaya
3. Fungsi : Hotel
4. Struktur Utama : Baja
5. Jumlah Lantai : 12 Lantai
6. Rencana Pondasi : Tiang Pancang

## BAB IV

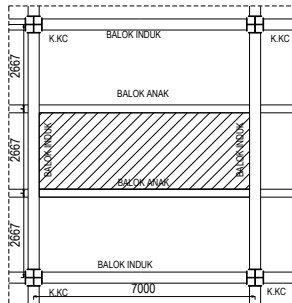
### PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

#### 4.1 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung

Perencanaan pelat lantai pada gedung ini menggunakan bantuan tabel perencanaan praktis dari PT BRC LYSAGHT INDONESIA. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Beban mati (berat sendiri bondek dan pelat beton) sudah diperhitungkan
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya
- Beton menggunakan mutu  $f'c=25$  Mpa
- Bondex menggunakan tebal 0,75 mm

##### 4.1.1 Pelat lantai atap (Lt. 12 Roof)



Gambar 4.1 Pelat Lantai Atap

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap ini menggunakan PPIUG 1983.

Beban Mati :

- |                                     |                          |
|-------------------------------------|--------------------------|
| - Berat aspal 2cm 2 x 14            | = 28 kg/m <sup>2</sup>   |
| - Berat plafon + penggantung 11 + 7 | = 18 kg/m <sup>2</sup>   |
| - Berat ducting dan plumbing        | = 10 kg/m <sup>2</sup> + |
| $q_D$                               | = 56 kg/m <sup>2</sup>   |

Beban Hidup :

- Lantai roof  $q_L = 100 \text{ kg/m}^2$

Beban Layan :

- $Q_u = q_D + q_L = 56 + 100 = 156 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$

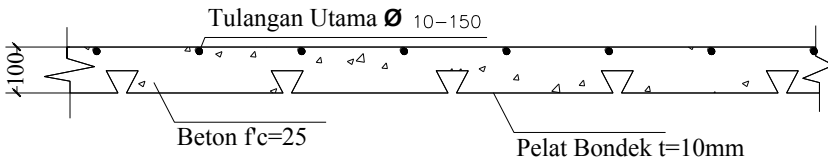
Data-data perencanaan pelat bondex

- bentang = 2,667 m
- beban berguna =  $200 \text{ kg/m}^2$
- bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 10 cm, dan tulangan negatif  $4,12 \text{ cm}^2/\text{m}$

Digunakan tulangan Ø 10 ( $A_s = 0,785 \text{ cm}^2$ )

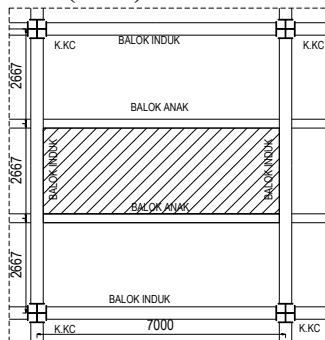
Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{4,12}{0,785} = 5,246 \approx 6 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan  $s = \frac{1000}{6} = 166,67 \approx 150 \text{ mm}$
- Jadi dipasang tulangan negatif Ø 10 – 150



Gambar 4.2 Penulangan Pelat Atap

#### 4.1.2 Pelat lantai hunian (Lt. 3)



Gambar 4.3 Pelat Lantai Hunian



Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ruangan apartemen ini menggunakan PPIUG 1983.

Beban Mati :

- Berat spesi 2 cm  $0,02 \times 2200$  = 44 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat keramik 1 cm  $1 \times 24$  = 24 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat plafon + penggantung 11 + 7 = 18 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat *ducting* dan *plumbing* = 10 kg/m<sup>2</sup> +
- $q_D = 96 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup :

- Lantai hunian  $q_L = 250 \text{ kg/m}^2$

Beban Layan :

- $Q_u = q_D + q_L = 96 + 250 = 346 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$

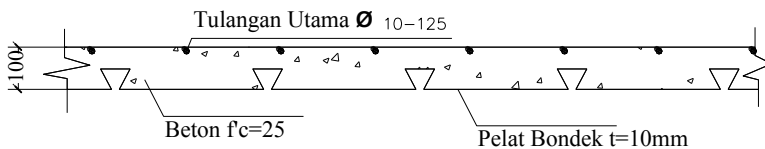
Data-data perencanaan pelat bondek

- Bentang = 2,667 m
- Beban berguna = 300 kg/m<sup>2</sup>
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 10 cm, dan tulangan negatif 6,37 cm<sup>2</sup>/m

Digunakan tulangan Ø 10 ( $A_s = 0,785 \text{ cm}^2$ )

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{6,37}{0,785} = 8,11 = 8 \text{ buah}$
- jarak antar tulangan =  $\frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$
- jadi dipasang tulangan negatif Ø 10 – 125



Gambar 4.4 Penulangan Lantai Hunian

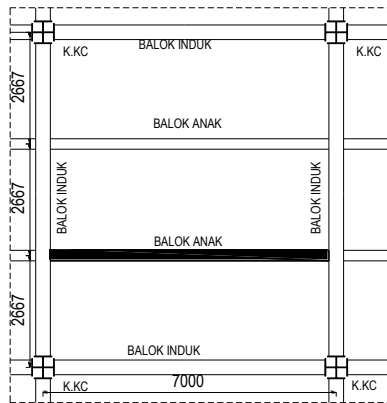
## 4.2 Perencanaan Balok Anak

Fungsi dari balok anak adalah meneruskan serta membagi beban yang dipikul pelat lantai ke balok induk. Balok anak didesain sebagai struktur sekunder sehingga dalam perhitungan tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh gempa.

#### 4.2.1 Balok anak lantai atap (Lt. 12 Roof)

Menggunakan profil WF 400 x 200 x 7 x 11

$$\begin{aligned}
 W &= 56,6 \text{ kg/m} & r &= 16 \text{ mm} & h &= 396-2(11+16) \\
 A &= 72,16 \text{ cm}^2 & Z_x &= 1088 \text{ cm}^3 & &= 342 \text{ mm} \\
 t_w &= 7 \text{ mm} & i_y &= 4,48 \text{ cm} & b_f &= 199 \text{ mm} \\
 t_b &= 11 \text{ mm} & I_x &= 20000 \text{ cm}^4 & & \\
 d &= 396 \text{ mm} & I_y &= 1450 \text{ cm}^4 & &
 \end{aligned}$$



Gambar 4.5 Denah Balok Anak Lantai Atap

##### a. Pembebanan pada balok anak lantai atap

###### - Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat bondek} &= 10,1 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat aspal 2 x 14} &= 28 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat beton 0,9 x 2400} &= 216 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat plafon + penggantung 11 + 7} &= 18 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat ducting dan plumbing} &= 10 \text{ kg/m}^2 + \\
 &= 282,1 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Berat perhitungan pelat lantai

$$\begin{aligned}
 282,1 \text{ kg/m}^2 \times 2,667 \text{ m} &= 752,36 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil} &= 56,6 \text{ kg/m} + \\
 q_D &= 808,96 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

###### - Beban hidup (Tabel 3.1 PPIUG 1983)

$$q_L = 2,667 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 266,7 \text{ kg/m}$$

- Beban berfaktor :
 
$$q_U = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L$$

$$= 1,2 \cdot 808,965 + 1,6 \cdot 266,67 = 1397,43 \text{ kg/m}$$
- b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap
  - Momen yang terjadi
 
$$M_U = \frac{1}{8} \cdot q_U \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 1397,43 \cdot 7^2$$

$$= 8559,26 \text{ kg.m}$$
  - Gaya geser yang terjadi
 
$$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 1397,43 \times 7$$

$$= 4891,01 \text{ kg}$$
- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
  - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
 

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{199}{2(11)} = 9,045$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,752$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 9,045 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{342}{7} = 48,86$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 48,86 < 106,25 \rightarrow \text{penampang kompak}$$
  - Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
 

Panjang tak terkekang sama dengan panjang balok ( $L_b = 700 \text{ cm}$ ).

$$L_p = 223,016$$

$$L_r = 622,864$$

$$L_b > L_r \rightarrow 700 > 622,864 \text{ (bentang panjang)}$$
- Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$ 

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 1088 = 2720000 \text{ kg.cm}$$

$$= 27200 \text{ kg.m}$$

Penampang  
kompak

- Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\emptyset_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 27200 = 24480 \text{ kg.m} > 8559,26 \text{ kg.m} \text{ ..OK !}$$

- Karena bentang panjang, maka  $M_n = M_{cr}$

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y I_w} \leq M_p$$

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 30\% \times f_y = 750 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y - f_r = f_L = 2500 - 750 = 1750 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 80000 \text{ kg/cm}^2$$

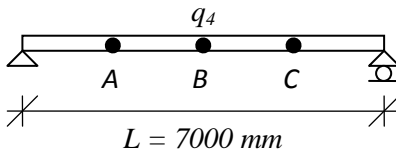
$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3 \rightarrow b \text{ badan} = d - 2 t_f = 396 - 2 \times 11 = 374 \text{ mm}$$

$$= \frac{1}{3} (37,4) 0,7^3 + 2 \times \frac{1}{3} (19,9) 1,1^3 = 21,93 \text{ cm}^4$$

$$I_w = I_y \frac{h_1^2}{4} \rightarrow h_1 = d - t_f = 396 - 11 = 385 \text{ mm}$$

$$= 1450 \times \frac{38,5^2}{4} = 537315,6 \text{ cm}^6$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,30$$



$$q = q_d + q_l = 1075,63 \text{ kg/m}$$

$$R_a = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l = 3764,705 \text{ kg}$$

=

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 = 6588,23 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_c = R_a \times L/4 - \frac{1}{2} \times q \times (L/4)^2 = 4941,18 \text{ kg.m}$$

$$M_b = M_{\max} = 6588,23 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 6588,23}{2,5(6588,23) + 3(4941,18) + 4(6588,23) + 3(4941,18)} = 1,136$$

$$M_{cr} = 1,136 \frac{\pi}{700} \sqrt{2 \times 10^6 \times 1450 \times 8 \times 10^5 \times 21,93 + \left( \frac{\pi \times 2 \times 10^6}{700} \right)^2 1450 \times 537315,6}$$

$$M_{cr} = 1717397,97 \text{ kg.cm} = 17173,98 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 17173,98$$

$$= 15456,58 \text{ kg.m} > 8559,26 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = 48,86 \quad : \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 48,86 < 69,57$$

$$\text{maka } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (39,6 \times 0,7) = 41580 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 41580 \text{ kg}$$

$$= 37411 \text{ kg} > 4891,01 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 700 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{700}{360} = 1,94 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{9,7364 \times 793^4}{2000000 \times 20000}$$

$$= 1,79 \text{ cm}$$

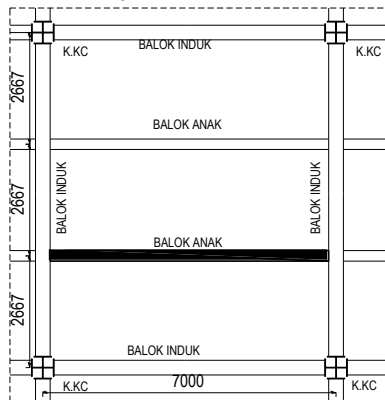
$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1,114 \text{ cm} < 2,20 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

- Bentang balok > 2,5 m (harus menggunakan prop/ perancah pada waktu pelaksanaan)

#### 4.2.2 Balok anak lantai hunian (Lt.3)

Menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13

$$\begin{aligned}
 W &= 66 \text{ kg/m} & r &= 16 \text{ mm} & h &= 400 - 2(13 + 16) \\
 A &= 84,12 \text{ cm}^2 & Z_x &= 1088 \text{ cm}^3 & &= 342 \text{ mm} \\
 t_w &= 8 \text{ mm} & i_y &= 4,54 \text{ cm} & b_f &= 200 \text{ mm} \\
 t_b &= 13 \text{ mm} & I_x &= 23700 \text{ cm}^4 & & \\
 d &= 400 \text{ mm} & I_y &= 1740 \text{ cm}^4 & &
 \end{aligned}$$



Gambar 4.6 Denah Balok Anak Lantai Hunian

##### a. Pembebanan pada balok anak lantai hunian

###### - Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat bondek} &= 10,1 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat beton } 0,9 \times 2400 &= 216 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat plafon + penggantung } 11 + 7 &= 18 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat ducting dan plumbing} &= 10 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat tegel} &= 24 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 278,1 \text{ kg/m}^2 +
 \end{aligned}$$

Berat perhitungan pelat lantai

$$\begin{aligned}
 278,1 \text{ kg/m}^2 \times 2,667 \text{ m} &= 741,69 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil} &= 66 \text{ kg/m} + \\
 q_D &= 807,69 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

###### - Beban hidup (Tabel 3.1 PPIUG 1983)

$$q_L = 2,667 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 666,75 \text{ kg/m}$$

- Beban berfaktor :
 
$$q_U = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L$$

$$= 1,2 \cdot 807,69 + 1,6 \cdot 666,75 = 2036,03 \text{ kg/m}$$
- b. Gaya dalam pada balok anak lantai apartemen
  - Momen yang terjadi
 
$$M_U = \frac{1}{8} \cdot q_U \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 2036,03 \cdot 7^2$$

$$= 12470,68 \text{ kg.m}$$
  - Gaya geser yang terjadi
 
$$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 2036,03 \times 7$$

$$= 7126,11 \text{ kg}$$
- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
  - Kontrol penampang terhadap tekuk 590cal
 

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(13)} = 7,692$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,752$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,692 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{342}{8} = 42,75$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,75 < 106,25 \rightarrow \text{penampang kompak}$$
  - Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
 

Panjang tak terkekang sama dengan panjang balok ( $L_b = 700 \text{ cm}$ ).

$$L_p = 226,003$$

$$L_r = 658,357$$

$$L_b > L_r \rightarrow 700 > 658,357 \text{ (bentang panjang)}$$
  - Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$ 

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 1286 = 3215000 \text{ kg.cm}$$

$$= 32150 \text{ kg.m}$$

Penampang  
Kompak

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 32150$$

$$= 28935 \text{ kg.m} > 12470,68 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- Karena bentang panjang, maka  $M_n = M_{cr}$

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left( \frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y I_w} \leq M_p$$

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 30\% \times f_y = 750 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y - f_r = f_L = 2500 - 750 = 1750 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 80000 \text{ kg/cm}^2$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3 \rightarrow b \text{ badan} = d - 2 t_f = 400 - 2 \times 13 = 374$$

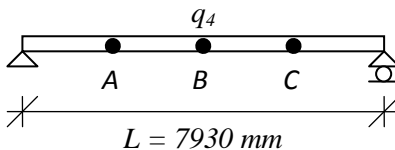
mm

$$= \frac{1}{3} (37,4) 0,8^3 + 2 \times \frac{1}{3} (20) 1,3^3 = 35,68 \text{ cm}^4$$

$$I_w = I_y \frac{h_1^2}{4} \rightarrow h_1 = d - t_f = 400 - 13 = 387 \text{ mm}$$

$$= 1740 \times \frac{38,7^2}{4} = 651495,15 \text{ cm}^6$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,30$$



$$q = 1474,44 \text{ kg/m}$$

$$R_a = 5160,54 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 9030,95 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_c = R_a \times L/4 - \frac{1}{2} \times q \times (L/4)^2 = 6733,21 \text{ kg.m}$$

$$M_b = M_{\max} = 9030,95 \text{ kg.m}$$



$$C_b = \frac{12,5 \times 9030,95}{2,5(9030,95) + 3(6733,21) + 4(9030,95) + 3(6733,21)} = 1,136$$

$$M_{cr} = 1,136 \frac{\pi}{700} \sqrt{2 \times 10^6 \times 1740 \times 8 \times 10^5 \times 35,68 + \left( \frac{\pi \times 2 \times 10^6}{700} \right)^2 1740 \times 651495,15}$$

$$M_{cr} = 2224540,77 \text{ kg.cm} = 22245,41 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 22245,41$$

$$= 20020,87 \text{ kg.m} > 12470,68 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = 42,75 \quad : \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 42,75 < 69,57$$

$$\text{maka } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (40 \times 0,8) = 48000 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 48000 \text{ kg}$$

$$= 43200 \text{ kg} > 7126,11 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 700 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{700}{360} = 1,94 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{14,7444 \times 700^4}{2000000 \times 23700}$$

$$= 0,97 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,97 \text{ cm} < 1,94 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

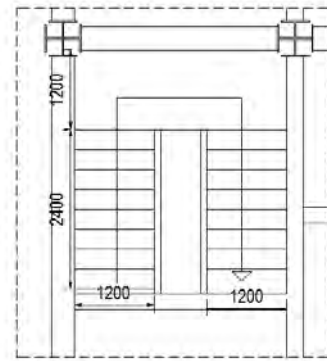
- Bentang balok > 2,5 m (harus menggunakan prop/ perancah pada waktu pelaksanaan)

### 4.3 Perencanaan Tangga

Tangga merupakan bagian dari struktur bangunan bertingkat sebagai penunjang antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan tingkat atasnya. Pada gedung hotel Quest ini struktur tangga direncanakan sebagai tangga darurat dengan menggunakan konstruksi dari baja.

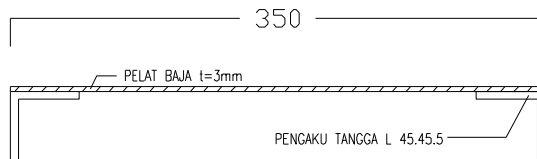
#### 4.3.1 Tangga lantai hunian

- Tinggi antar lantai = 400 cm
- Panjang bordes = 120 cm
- Panjang tangga = 240 cm
- Lebar tangga = 120 cm
- Lebar injakan (i) = 30 cm
- Lebar pegangan tangga = 10 cm
- Perencanaan jumlah injakan tangga :  
 Persyaratan-persyaratan jumlah injakan tangga  
 $60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm}$   
 $25^\circ < a < 40^\circ$   
 Dimana :  
 $t$  = tinggi injakan (cm)  
 $i$  = lebar injakan (cm)  
 $a$  = kemiringan tangga
- Perhitungan jumlah injakan tangga  
 Tinggi injakan ( $t$ ) = 16 cm  
 Jumlah tanjakan =  $\frac{(400/2)}{16} = 12,5 \text{ buah} \approx 13 \text{ buah}$   
 Jumlah injakan ( $n$ ) =  $13 - 1 = 12 \text{ buah}$   
 $60 \text{ cm} \leq (2 \times 16 + 30) \leq 65 \text{ cm}$   
 $60 \text{ cm} < (62) < 65 \text{ cm} \dots \text{OK !}$   
 $a = \text{arc tg} \left( \frac{400/2}{240} \right) = 39,81^\circ$



Gambar 4.7 Denah Tangga

#### 4.3.2 Anak Tangga



Gambar 4.8 Pelat Anak Tangga

- a. Perencanaan tebal pelat anak tangga

Tebal pelat tangga = 3 mm

Berat jenis baja =  $7850 \text{ kg/m}^3$

Mutu baja BJ 41  $\rightarrow f_y = 2500 \text{ kg/m}^2$

- Perencanaan pembebanan pelat tangga

Beban mati

Berat pelat =  $0,003 \times 1,2 \times 7850 = 28,26 \text{ kg/m}$

Alat penyambung (10%)  $= \frac{2,826 \text{ kg/m}}{q_D = 31,096 \text{ kg/m}}$  +

Beban hidup

$q_L = 300 \times 1,2 = 360 \text{ kg/m}$

- Perhitungan  $M_D$  dan  $M_L$

$M_D = 1/8 q_D l^2 = 1/8 \times 31,096 \times 0,3^2 = 0,350 \text{ kg.m}$

$$M_L = 1/8 q_L l^2 = 1/8 \times 360 \times 0,3^2 = 4,05 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/4 P_L l^2 = 1/4 \times 100 \times 0,3 = 7,5 \text{ kg.m (menentukan)}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan  $M_U$

$$M_U = 1,4 M_D = 1,4 \times 0,35 \text{ kgm} = 0,49 \text{ kg.m}$$

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L = 1,2 \times 0,49 + 1,6 \times 7,5 \\ = 12,42 \text{ kg.m (menentukan)}$$

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = 1/4 b h^2 = 0,25 \times 120 \times 0,3^2 = 2,7 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi Z_x \times f_y = 0,9 \times 2,7 \times 2500 = 6075 \text{ kg.cm} \\ = 60,75 \text{ kg.m}$$

Syarat :  $\phi M_n > M_u$

$$60,75 \text{ kg.m} > 12,42 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{30}{360} = 0,083$$

$$f^0 = 0,0153 \text{ cm (dari hasil analisis SAP 2000)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,076 \text{ cm} < 0,083 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$



Gambar 4.9 Hasil Analisis Lendutan Pelat Tangga

#### b. Perencanaan pengaku anak tangga

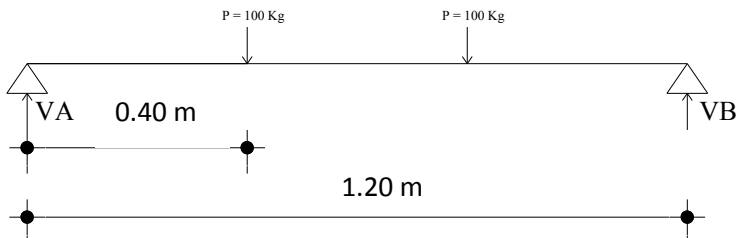
Direncanakan menggunakan profil siku 45 x 45 x 5 dengan data sebagai berikut :

$$b = 45 \text{ mm} \quad I_x = 7,83 \text{ cm}^4 \quad Z_x = 2,43 \text{ cm}^3$$

$$t_w = 5 \text{ mm} \quad I_y = 7,83 \text{ cm}^4 \quad i_x = 1,35 \text{ cm}$$

$$W = 3,38 \text{ kg/m} \quad A = 4,3 \text{ cm}^2 \quad i_y = 1,35 \text{ cm}$$

- Perencanaan pembebanan



Gambar 4.10 Sketsa Pembebanan Pelat Tangga

Beban mati (1/2 lebar injakan)

$$\text{Berat pelat} = 0,15 \times 0,003 \times 7850 = 3,533 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat baja siku } 45 \times 45 \times 5 = 3,38 \text{ kg/m}$$

$$= 6,913 \text{ kg/m}$$

$$\text{Alat penyambung (10\%)} = 0,691 \text{ kg/m} +$$

$$q_D = 7,604 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (1/2 lebar injakan)

$$q_L = 300 \times 0,15 = 45 \text{ kg/m}$$

$$p_L = 100 \text{ kg}$$

- Perhitungan  $M_D$  dan  $M_L$

$$M_D = 1/8 \times q_D \times L^2$$

$$= 1/8 \times 7,604 \times 1,2^2 = 1,37 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/8 \times q_L \times L^2 \rightarrow \text{akibat beban merata}$$

$$= 1/8 \times 45 \times 1,2^2 = 8,1 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/3 \times P \times L \rightarrow \text{akibat beban terpusat}$$

$$= 1/3 \times 100 \times 1,2 = 40 \text{ kg.m (menentukan)}$$

$$V_u = 1,2(1/2 \times q_D \times 1,2) + 1,6(1/2 \times P \times 2)$$

$$= 1,2(1/2 \times 7,604 \times 1,2) + 1,6(1/2 \times 100 \times 2)$$

$$= 165,48 \text{ kg}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan  $M_U$

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$= 1,2 \times 1,37 + 1,6 \times 40 = 65,64 \text{ kg.m}$$

- Kontrol penampang profil

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{45}{5} = 9$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t} = \frac{(45-5)}{5} = 8 ; \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \text{plastis}$$

Penampang  
Kompak

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} Z_x &= (t_w \times d) \frac{1}{2} d + (t_w(b-t_w)) \frac{1}{2} t_w \\ &= (0,5 \times 4,5) \frac{1}{2} \times 5 + (0,5 \times (4,5 - 0,5)) \frac{1}{2} \times 0,5 \\ &= 6,125 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times Z_x = 2500 \times 6,125 = 15312,5 \text{ kg.cm} \\ &= 153,125 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 153,125 \\ &= 137,813 \text{ kg.m} \geq 65,64 \text{ kg.m} \dots \text{OK !} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{maka } V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (4,5 \times 0,5) \\ &= 3375 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

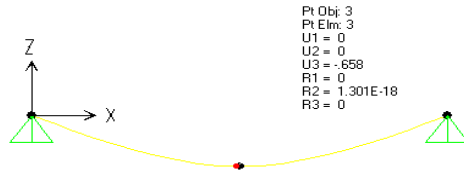
$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 3375 \text{ kg} \\ &= 3037,5 \text{ kg} \geq 165,48 \text{ kg} \dots \text{OK !} \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{120}{240} = 0,50 \text{ cm}$$

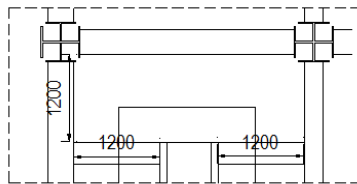
$$f^0 = 0,442 \text{ cm (dari hasil analisis SAP 2000)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,442 \text{ cm} < 0,50 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$



Gambar 4.11 Hasil Analisis Lendutan Balok Pengaku Tangga

### 4.3.3 Bordes



Gambar 4.12 Denah Bordes

#### a. Pelat bordes

Tebal pelat bordes = 4 mm

Berat jenis baja = 7850 kg/m<sup>3</sup>

Mutu baja BJ 41 →  $f_y$  = 2500 kg/m<sup>2</sup>

#### - Perencanaan pembebanan pelat bordes

Beban mati

Berat pelat =  $0,004 \times 3,2 \times 7850$  = 100,48 kg/m

Alat penyambung (10%) = 10,048 kg/m +  
 $q_D = 110,528 \text{ kg/m}$

Beban hidup

$q_L = 300 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m} = 360 \text{ kg.m}$

#### - Perhitungan $M_D$ dan $M_L$

$M_D = 1/8 \times q_D \times l^2$   
 $= 1/8 \times 110,528 \times (1,2)^2 = 19,90 \text{ kg.m}$

$M_L = 1/8 \times q_L \times l^2$   
 $= 1/8 \times 360 \times (1,2)^2 = 64,80 \text{ kg.m}$

#### - Kombinasi pembebanan $M_U$

$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L$   
 $= 1,2 \times 19,9 + 1,6 \times 64,80 = 127,56 \text{ kg.m}$

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} b h^2 = \frac{1}{4} \times 180 \times 0,4^2 = 7,2 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x \cdot f_y = 7,2 \times 2500 = 18000 \text{ kg.cm} = 180 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 180$$

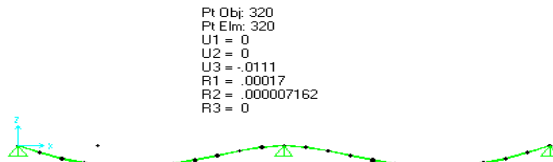
$$= 162 \text{ kgcm} \geq 127,56 \text{ kgcm} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{320}{240} = 1,33$$

$$f^o = 0,011 \text{ cm (dari hasil analisis SAP 2000)}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,17 \text{ cm} < 1,33 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$



Gambar 4.13 Hasil Analisis Lendutan Pelat Bordes

- b. Perencanaan balok bordes

Direncanakan memakai profil WF 100 x 50 x 5 x 7

$$d = 100 \text{ mm} \quad t_f = 7 \text{ mm} \quad r = 8 \text{ mm}$$

$$b = 50 \text{ mm} \quad Z_x = 42 \text{ cm}^3 \quad I_x = 187 \text{ cm}^4$$

$$t_w = 5 \text{ mm} \quad W = 9,3 \text{ kg/m}$$

- Perencanaan pembebanan balok bordes

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,004 \times 3,2 \times 7850 = 100,48 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = 9,3 \text{ kg/m} +$$

$$= 109,78 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan dan lain-lain } 10\% = 10,978 \text{ kg/m} +$$

$$q_D = 120,758 \text{ kg/m}$$



Beban hidup

Lantai apartemen

(Tabel 3.1 PPIUG 1983) = 300 kg/m<sup>2</sup>

Total beban hidup ( $q_L$ ) = 1,6 x 300 = 480 kg/m

$$V_D = \frac{1}{2} \cdot q_D \cdot L = \frac{1}{2} \times 120,758 \times 1,2 = 72,46 \text{ kg}$$

$$M_D = \frac{1}{8} \cdot q_D \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 120,758 \times (1,2)^2 = 21,74 \text{ kg.m}$$

$$V_L = \frac{1}{2} \times q_L \times L = \frac{1}{2} \times 480 \times 1,2 = 288 \text{ kg}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 480 \times (1,2)^2 = 86,4 \text{ kg.m}$$

- Kombinasi pembebanan

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L = 1,2(72,46) + 1,6(288) = 547,75 \text{ kg}$$

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L = 1,2(21,74) + 1,6(86,4) = 164,33 \text{ kg.m}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{50}{2 \times 7} = 3,571$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$  penampang kompak

Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{100 - 2(8+7)}{5} = 14$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$  penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 42 \\ &= 105000 \text{ kg.cm} \\ &= 1050 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang
 
$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 1050$$

$$= 945 \text{ kg.m} \geq 164,33 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$
- Kontrol kuat geser
 
$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14$$

$$\frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \text{plastis}$$
 maka  $V_n = 0,6 f_y A_w$ 

$$= 0,6 \times 2500 \times (10 \times 0,5) = 7500 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 7500 \text{ kg}$$

$$= 6750 \text{ kg} \geq 547,75 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$
- Kontrol lendutan
 
$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{320}{240} = 1,33 \text{ cm}$$

$$f^o = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{(1,20758 + 4,8) \cdot 320^4}{2000000 \cdot 187} = 1,19 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 1,19 \text{ cm} < 1,33 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

#### 4.3.4 Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200 x 100 x 4,5 x 7, dengan spesifikasi sebagai berikut :

$$\begin{array}{ll} W = 18,2 \text{ kg/m} & I_x = 1580 \text{ cm}^4 \\ r = 11 \text{ mm} & Z_x = 170 \text{ cm}^3 \\ i_y = 2,21 \text{ cm} & A_g = 23,18 \text{ cm}^2 \\ h = 198 - 2(7+11) = 162 \text{ mm} \end{array}$$

- Perencanaan pembebanan anak tangga

Beban mati (anak tangga)

$$\text{Berat pelat } 0,003 \times 0,6 \times 7850 = 14,13 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil siku } 3,77 \times 2 = 7,54 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat profil balok } 18,2 / \cos(39,81) &= 23,69 \text{ kg/m} + \\
 &= 45,36 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat alat penyambung } 10\% &= 4,536 \text{ kg/m} + \\
 q_{D1} &= 49,899 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban hidup

$$q_{L1} = 300 \times 0,6 / \cos 39,81 = 234,32 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 q_{U1} &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\
 &= 1,2 \times 49,899 + 1,6 \times 234,32 \\
 &= 434,79 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Perencanaan pembebanan bordes

Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat profil} &= 18,2 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat bordes } 0,004 \times 0,6 \times 7850 &= 18,84 \text{ kg/m} + \\
 &= 37,04 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat penyambung } 10\% &= 3,704 \text{ kg/m} + \\
 q_{D2} &= 40,744 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

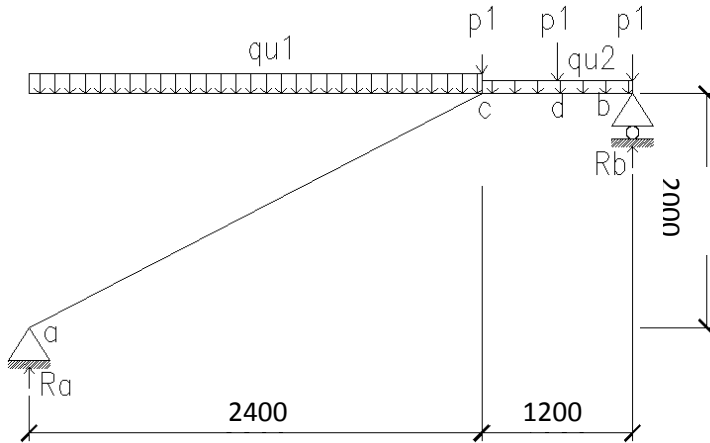
Beban hidup

$$q_{L2} = 300 \times 0,6 = 180 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 q_{U2} &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\
 &= 1,2 \times 40,744 + 1,6 \times 180 = 336,89 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban terpusat akibat balok bordes

$$p1 = 9,3 \times 0,6 = 5,58 \text{ kg}$$



Gambar 4.14 Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga

- Perhitungan pembebanan

$$\Sigma M_a = 0$$

$$R_b \cdot 3,6 - p_1 \cdot 2,4 - p_1 \cdot 3 - p_1 \cdot 3,6 - q_{u1} \cdot 2,4 \cdot 1,2 - q_{u2} \cdot 0,6 \cdot 3 = 0$$

$$R_b = \frac{5,58 \times 2,4 + 5,58 \times 3 + 5,58 \times 3,6 + 434,79 \times 2,4 \times 1,2 + 336,89 \times 0,6 \times 3}{3,6}$$

$$= 530,23 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_b = 0$$

$$R_a \cdot 3,6 - p_1 \cdot 1,2 - p_1 \cdot 0,6 - q_{u1} \cdot 2,4 \cdot 2,4 - q_{u2} \cdot 1,2 \cdot 0,6 = 0$$

$$R_a = \frac{5,58 \times 1,2 + 5,58 \times 0,6 + 434,79 \times 2,4 \times 2,4 + 336,89 \times 1,2 \times 0,6}{3,6}$$

$$= 765,73 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned} \Sigma V &= R_a + R_b - q_{u1} \times 2,4 - q_{u2} \times 1,2 - V \times 2,4 \\ &= 765,73 + 530,23 - 434,79 \times 2,4 - 336,89 \times 1,2 - 5,58 \times 2,4 \\ &= 0 \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Bidang M

- a – c :

$$\begin{aligned} M_x &= R_a \cdot x - \frac{1}{2} q_{u1} \cdot x^2 \\ &= 765,73 \cdot x - \frac{1}{2} 434,79 \cdot x^2 \end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$M_a = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 2,4 \text{ m}$$

$$M_c = 765,73 \cdot 2,4 - \frac{1}{2} \cdot 434,79 \cdot 2,4^2 = 585,56 \text{ kg.m}$$

Momen maksimum terjadi apabila  $\frac{dM_x}{dx} = 0$

$$\frac{dM_x}{dx} = 765,73 - 434,79 \cdot x = 0$$

$$x = 1,76 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 765,73 \cdot 1,76 - \frac{1}{2} \cdot 434,79 \cdot 1,76^2 = 674,28 \text{ kg.m}$$

- b - d :

$$M_x = R_b \cdot x - \frac{1}{2} q u_1 \cdot x^2 - p \cdot x$$

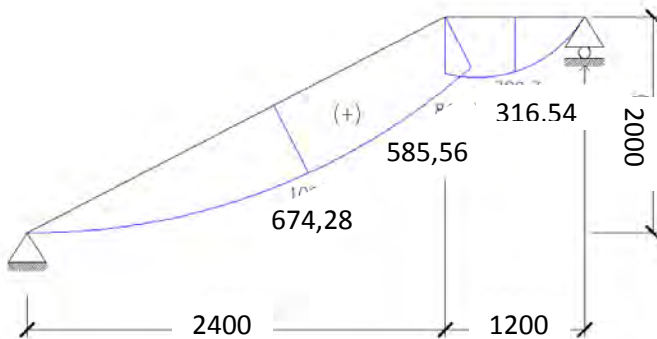
$$= 530,23 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot 434,79 \cdot x^2 - 5,58 \cdot x$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$M_b = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 1,2 \text{ m}$$

$$M_d = 530,238 \cdot 1,2 - \frac{1}{2} \cdot 434,79 \cdot 1,2^2 - 5,58 \cdot 1,2 = 316,54 \text{ kg.m}$$



Gambar 4.15 Bidang M Balok Tangga

#### Bidang D

- a - c :

$$D_x = R_a \cdot \cos(39,81^\circ) - q u_1 \cdot x \cdot \cos(39,81^\circ)$$

$$= 765,73 \cdot \cos(39,81^\circ) - 434,79 \cdot x \cdot \cos(39,81^\circ)$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$D_{a_{ka}} = 765,73 \cdot \cos(39,812^\circ) - 434,79 \cdot 0 \cdot \cos(27,32^\circ) \\ = 588,21 \text{ kg}$$

$$x = 2,4 \text{ m}$$

$$D_{c_{ki}} = 765,73 \cdot \cos(39,81^\circ) - 765,73 \cdot 2,4 \cdot \cos(39,81^\circ) \\ = - 823,50 \text{ kg}$$

- b - d :

$$D_x = - R_b + q_u \cdot x + p_1 \\ = - 530,23 + 336,39 \cdot x + 5,58$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$D_{b_{ki}} = - 530,23 + 336,39 \cdot 0 + 5,58 \\ = - 524,62 \text{ kg}$$

$$x = 0,5 \text{ m}$$

$$D_{d_{ka}} = - 530,23 + 336,39 \cdot 0,6 + 5,58 \\ = - 322,82 \text{ kg}$$

- d - c :

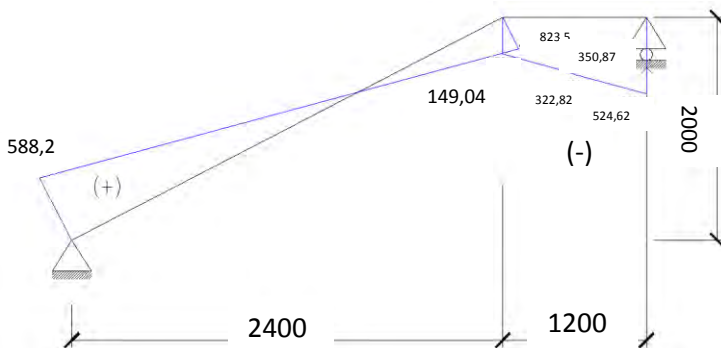
$$D_x = - R_b + q_u \cdot (x+0,5) + p_1 + p_1 \\ = - 530,23 + 168,20 + 336,69x + 5,58 + 5,58$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$D_{d_{ki}} = - 530,23 + 168,20 + 336,39 \cdot 0 + 5,58 + 5,58 \\ = - 350,87 \text{ kg}$$

$$x = 0,6 \text{ m}$$

$$D_{b_{ka}} = - 530,23 + 168,20 + 336,39 \cdot 0,6 + 5,58 + 5,58 \\ = - 149,04 \text{ kg}$$



Gambar 4.16 Bidang D Balok Tangga

### Bidang N

- a - c :

$$N_x = -R_a \cdot \sin(39,81^\circ) + q_{u1} \cdot x \cdot \sin(39,81^\circ)$$

$$= -765,73 \cdot \sin(39,81^\circ) + 434,79 \cdot x \cdot \sin(39,81^\circ)$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$N_{a_{ka}} = -765,73 \cdot \sin(39,81^\circ) + 434,79 \cdot 0 \cdot \sin(39,81^\circ)$$

$$= -490,25 \text{ kg}$$

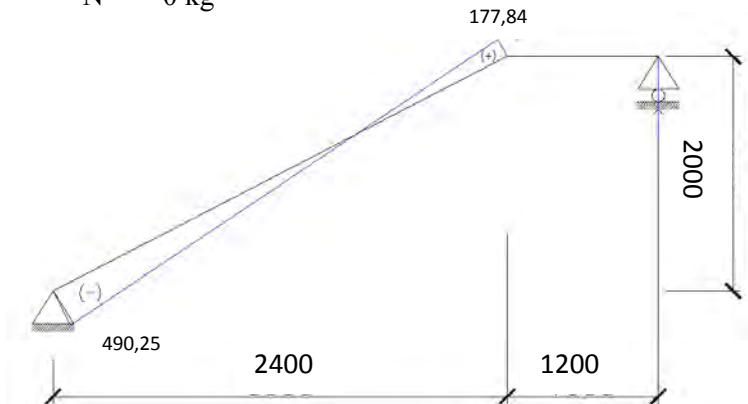
$$x = 2,4 \text{ m}$$

$$N_{c_{ki}} = -765,73 \cdot \sin(39,81^\circ) + 434,79 \cdot 2,4 \cdot \sin(39,81^\circ)$$

$$= 177,84 \text{ kg}$$

- c - b :

$$N = 0 \text{ kg}$$



Gambar 4.17 Bidang N Balok Tangga

- Kontrol penampang profil
- a. Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{99}{2 \times 7} = 7,071$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,071 < 10,75$  , maka penampang kompak

Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{162}{4,5} = 36$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 36 < 106,25$  , maka penampang kompak

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 170 = 425000 \text{ kg.cm} \\ &= 4250 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 4250 \\ &= 3825 \text{ kg.m} \geq 674,28 \text{ kg.m} \dots \text{OK !} \end{aligned}$$

b. Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = \sqrt{30^2 + 16^2} = 34 \text{ cm (pengaku anak tangga)}$$

$$L_p = 101,01$$

$L_b < L_p \rightarrow$  bentang pendek , maka  $M_n = M_p$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p = f_y \cdot Z_x$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 170 = 425000 \text{ kg.cm} \\ &= 4250 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 4250 \\ &= 3825 \text{ kg.m} \geq 1094,215 \text{ kg.m} \dots \text{OK !} \end{aligned}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{162}{4,5} = 36$$

$$\frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

maka  $V_n = 0,6 f_y A_w$

$$= 0,6 \times 2500 \times (19,8 \times 0,45) = 6615 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 6615 \text{ kg} \\ &= 5953,5 \text{ kg} \geq 524,62 \text{ kg} \dots \text{OK !} \end{aligned}$$



- Persamaan interaksi tekan - lentur

$$L = \sqrt{(240)^2 + (200)^2} = 312,41 \text{ cm}$$

$$K_c = 0,7 \text{ (sendi - jepit)}$$

$$\lambda = k_c \times L = 0,7 \times 312,41 = 218,69$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi \cdot i_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{218,69}{\pi \cdot 2,21} \sqrt{\frac{2500}{2000000}} = 1,268 \rightarrow \lambda_c > 1,25$$

$$\omega = 1,25 \cdot \lambda_c^2 = 1,25 \cdot 1,268^2 = 1,812$$

$$P_n = \frac{A_g \times f_y}{\omega} = \frac{23,18 \times 2500}{1,812} = 31996,04 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0,85 \times 31996,04$$

$$= 27196,64 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{504,08}{27196,64} = 0,0187 < 0,2 \text{ maka rumus interaksi 2}$$

$$= \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[ \frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

$$= \frac{504,08}{2 \cdot 27196,64} + \left[ \frac{1094,215}{3825} + 0 \right] \leq 1,0$$

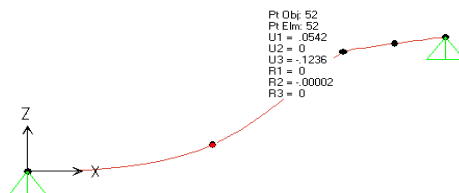
$$= 0,295 < 1 \dots \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{\sqrt{(240)^2 + (200)^2}}{240} = 1,407$$

$$f^o = 0,1236 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,1236 \text{ cm} < 1,407 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$



Gambar 4.18 Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga

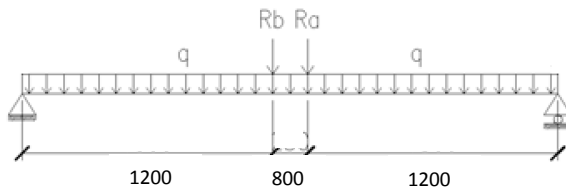
#### 4.3.5 Balok Penumpu Tangga

Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200 x 100 x 5,5 x 8

$$\begin{aligned}
 W &= 21,3 \text{ kg/m} & r &= 11 \text{ mm} \\
 A &= 27,16 \text{ cm}^2 & Z_x &= 200 \text{ cm}^3 \\
 S_x &= 184 \text{ cm}^3 & I_x &= 1840 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 134 \text{ cm}^4 & i_x &= 8,24 \text{ cm} \\
 i_y &= 2,22 \text{ cm} & d &= 200 \text{ mm} \\
 b &= 100 \text{ cm} \\
 h &= 200 - 2(8 + 11) = 162 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

##### - Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi ( $R_a$  dan  $R_b$ ) yang bekerja pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat  $P$  yang menumpu pada balok penumpu tangga. Pada balok penumpu tangga juga bekerja beban merata yang berasal dari dinding setengah dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebanan balok penumpu tangga bisa dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 4.19 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

$$R_a = 765,73 \text{ kg}$$

$$R_b = 530,23 \text{ kg}$$

Beban merata ( $q$ )

$$\text{Berat profil} = 21,3 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban dinding } 2 \times 250 = 500 \text{ kg/m} +$$

$$= 521,3 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan } 10\% = 52,13 \text{ kg/m} +$$

$$= 573,43 \text{ kg/m}$$

- Reaksi perletakan

$$\Sigma M_a = 0$$

$$R_{vb} \cdot 3,2 - R_a \cdot 2 - R_b \cdot 1,2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 3,2^2 = 0$$

$$R_{vb} = \frac{765,73 \times 2 + 530,23 \times 1,2 + \frac{1}{2} \times 573,43 \times 3,2^2}{3,2}$$

$$= 1594,91 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_b = 0$$

$$R_{va} \cdot 3,2 - R_b \cdot 2 - R_a \cdot 1,2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 3,2^2 = 0$$

$$R_{va} = \frac{530,23 \times 2 + 765,73 \times 1,2 + \frac{1}{2} \times 573,43 \times 3,2^2}{3,2}$$

$$= 1536,03 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned} \Sigma V &= R_{va} + R_{vb} - R_a - R_b - q \times 3,2 \\ &= 1536,03 + 1594,91 - 765,73 - 530,23 - 573,43 \times 3,2 \\ &= 0 \dots \text{OK !} \end{aligned}$$

- Momen maksimum

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_{va} \times 1,6 - R_a \times 1,6 - R_a \times 0,4 \\ &\quad - \frac{1}{2} \times q \times 1,6^2 \\ &= 1536,03 \times 1,6 - 765,73 \times (1,6 + 0,4) \\ &\quad - \frac{1}{2} \times 573,43 \times 1,6^2 \\ &= 792,20 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Gaya geser

$$V_U = - R_{vb} = - 1594,91 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang profil

Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{100}{2 \times 8} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6,25 < 10,75, \text{ maka penampang kompak}$$

Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{162}{5,5} = 29,45$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 29,45 < 106,25, \text{ maka penampang kompak}$$

Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Penampang  
kompak

$$L_b = 120 \text{ cm}$$

$$L_p = 110,51 \text{ cm}$$

$$L_r = 361,13 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \rightarrow \text{bentang menengah}$$

$$M_n = C_b \left[ M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right]$$

$$M_y = S_x \cdot f_y \\ = 184 \cdot 2500 = 460000 \text{ kg.cm} = 4600 \text{ kg.m}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y \\ = 200 \cdot 2500 = 500000 \text{ kg.cm} = 5000 \text{ kg.m}$$

$$M_r = S_x \cdot (f_y - f_r) \\ = 200 \cdot (2500 - 750) = 350000 \text{ kg.cm} = 3500 \text{ kg.m}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p = f_y \cdot Z_x$

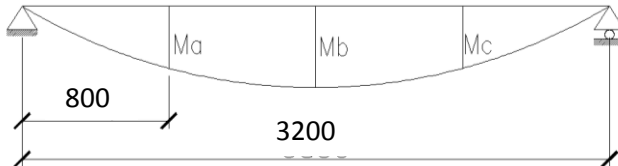
$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 200 = 500000 \text{ kg.cm} \\ = 5000 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 5000$$

$$= 4500 \text{ kg.m} \geq 192,20 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$



Gambar 4.20 Posisi  $M_A$ ,  $M_B$ ,  $M_C$  Balok Penumpu Tangga

$$\begin{aligned}
 M_A = M_C &= R_{va} \cdot 0,8 - R_a \cdot 0,8 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 0,8^2 \\
 &= 1536,03 \cdot 0,8 - 765,73 \cdot 0,8 \\
 &\quad - \frac{1}{2} \cdot 573,43 \cdot 0,8^2 \\
 &= 432,74 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$M_B = M_{\max} = 792,20 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3 \\
 &= \frac{12,5 \times 792,20}{2,5 \times 792,20 + 3 \times 432,74 + 4 \times 792,20 + 3 \times 432,74} \leq 2,3 \\
 &= 1,278 \leq 2,3
 \end{aligned}$$

$$M_n = C_b \left[ M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right]$$

$$M_n = 1,278 \left[ 3500 + (5000 - 3500) \frac{361,13 - 120}{361,13 - 110,51} \right]$$

$$M_n = 6317,41 \text{ kg.m}$$

$$M_p = 5000 \text{ kg.m (menentukan)} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} M_n \\ M_p \end{array}} \right\} M_p < M_n$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 5000$$

$$= 4500 \text{ kg.m} \geq 792,20 \text{ kg.m... OK !}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser  
Kontrol Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{162}{5,5} = 29,45 ; \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 29,45 < 69,57 \rightarrow \text{plastis}$$

$$\text{maka } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (20 \times 0,55) = 16500 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 16500 \text{ kg}$$

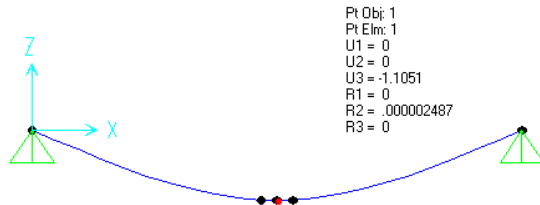
$$= 14850 \text{ kg} > 1594,91 \text{ kg ...OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{360}{240} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f^o = 1,105 \text{ cm (dari hasil analisis SAP 2000)}$$

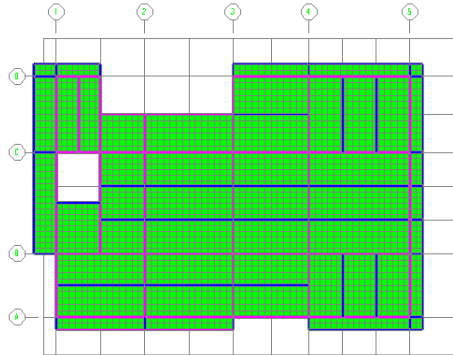
$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 1,105 \text{ cm} < 1,667 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$



Gambar 4.21 Hasil Analisis Lendutan Balok Penumpu Tangga

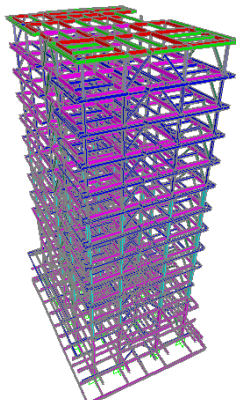
## BAB V PERMODELAN STRUKTUR

### 5.1 Permodelan Struktur



Gambar 5.1 Denah Struktur Gedung Hotel Quest Surabaya

Sistem eksentris akan bekerja pada modifikasi perencanaan akibat adanya sistem bresing dan *link* yang dipasang di masing-masing sumbu X dan sumbu Y dengan memperhatikan persyaratan RSNI 03-1729-2012 dan SNI 03-1726-2012



Gambar 5.2 Permodelan Gedung Hotel Quest

## 5.2 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur didasarkan pada Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) dengan rincian sebagai berikut:

### 1. Beban mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain:

- Berat beton yang memiliki berat jenis  $2400 \text{ kg/m}^3$
- Berat pelat bondek  $10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat profil baja yang terpasang sebagai rangka baja berupa balok, kolom, tangga, bressing dll memiliki berat jenis  $7850 \text{ kg/m}^3$
- Berat dinding bata ringan  $100 \text{ kg/m}^2$
- Berat spesi sebesar  $22 \text{ kg/m}^2$  untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat keramik sebesar  $24 \text{ kg/m}^2$  untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat plafond dan penggantung sebesar  $18 \text{ kg/m}^2$
- Beban lift merupakan beban terpusat pada balok lantai teratas, dengan besaran beban lift terlampir.

### 2. Beban hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup sudah termasuk perlengkapan ruangan dan dinding pemisah ringan (dinding partisi) yang beratnya tidak melebihi  $100 \text{ kg/m}^2$ . Beban hidup yang bekerja pada perkantoran ini adalah sebagai berikut:

- Lantai atap  $= 100 \text{ kg/m}^2$
- Lantai perkantoran  $= 250 \text{ kg/m}^2$

### 3. Beban gempa (*Earthquake Load*)

Berdasarkan wilayah gempa, kota Surabaya termasuk dalam wilayah gempa zona sedang. Penentuan jenis tanah berdasarkan nilai SPT. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini



dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia.

### **5.2.1 Berat Total Bangunan**

Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material konstruksi dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan. Pengaruh berat bangunan menentukan gaya gempa statik yang akan dimodelkan pada program bantu SAP 2000 dengan kombinasi 1D +1L.

### **5.2.2 Kombinasi Pembebanan**

Setelah memperhitungkan beban akibat gempa dan gravitasi, maka seluruh beban tersebut dihitung dengan faktor kombinasi yang mengacu pada SNI 03-1729-2002 sebagai berikut::

- 1,4 DL
- 1,2 DL + 1,6 LL
- 1,2 DL + 0,5 LL +  $\Omega E$
- 0,9 DL –  $\Omega E$

Keterangan :

DL : beban mati

LL : beban hidup

E : beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

### **5.3 Pembebanan Gempa Dinamis**

Perencanaan struktur gedung hotel quest ini terdiri dari 12 tingkat dengan penutup atap bondek yang memiliki ketinggian 48 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 03-1726-2012. Analisis dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

### 5.3.1 Permodelan Pelat Sebagai Diafragma

Menurut SNI 03-1726-2012 Pasal 7.3.1.2. Keberadaan pelat beton atau dek metal yang diberi penutup (*topping*) beton, pada saat menerima beban gempa dapat berfungsi sebagai penyalur beban gempa pada struktur primer atau dapat diidealisasikan sebagai diafragma kaku.

### 5.3.2 Arah Pembebanan

Pada umumnya selalu terdapat 2 komponen beban gempa dalam arah masing-masing sumbu koordinat yang bekerja bersamaan pada struktur gedung. Kondisi ini berdasarkan pembebanan gempa dalam suatu arah sumbu koordinat yang ditinjau 100%, yang bekerja bersamaan dengan pembebanan gempa dalam arah tegak lurus tetapi ditinjau 30%.

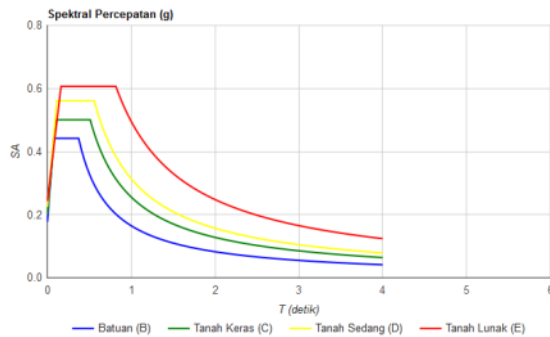
### 5.3.3 Parameter Respon Spectrum Rencana

Gempa merupakan getaran yang memiliki parameter-parameter sebuah getaran, seperti frekuensi, periode, spektrum dan parameter lainnya. Perhitungan gaya gempa menggunakan analisis statik sesuai persyaratan SNI 03-1726-2012. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah Surabaya dengan kondisi tanah lunak

Tabel 5.1 Parameter Respon Gempa Wilayah Surabaya Untuk Situs E (Tanah Lunak)

PGA (g)	0,325
S <sub>s</sub> (g)	0,663
S <sub>1</sub> (g)	0,247
C <sub>RS</sub>	0,991
C <sub>R1</sub>	0,929
F <sub>PGA</sub>	1,124
F <sub>A</sub>	1,374

$F_V$	3,012
PSA (g)	0,366
$S_{MS}$ (g)	0,911
$S_{M1}$ (g)	0,744
$S_{DS}$ (g)	0,607
$S_{D1}$ (g)	0,496
$T_0$ (detik)	0,163
$T_s$ (detik)	0,817



Gambar 5.3 Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Surabaya

#### 5.3.4 Faktor Reduksi Gempa (R)

Pada tugas akhir ini, gedung hotel quest direncanakan menggunakan sistem rangka baja dengan sistem eksentris. Berdasarkan tabel 9 SNI 03-1726-2012 diperoleh nilai- nilai batasan yaitu:

Tabel 5.2 Nilai Batasan Gempa Spektrum

Sistem Rangka Bangunan	$R^a$	$\Omega_0$	$C_d^b$	$B$	$C$	$D$	$E$	$F$
Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30

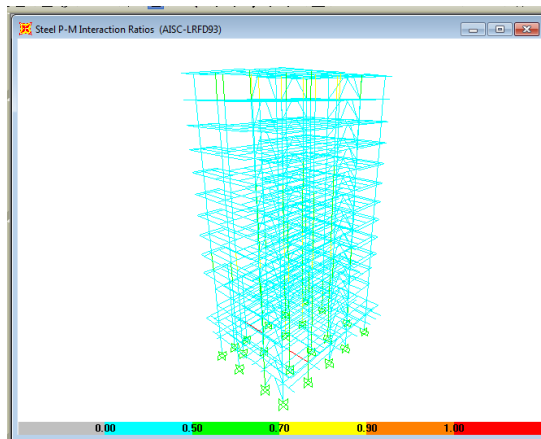
### 5.3.5 Faktor Keutamaan ( $I_e$ )

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$ . Gedung direncanakan sebagai bangunan hotel, sehingga diperoleh nilai  $I_e = 1$ .

### 5.4 Analisis Struktur

Batasan analisa struktur harus memenuhi persyaratan berikut :

- Kontrol partisipasi massa
- Kontrol periode getar struktur
- Kontrol nilai akhir respon spektrum
- Kontrol batas simpangan (*drift*)



Gambar 5.4 Hasil Analisis Struktur Menggunakan Program SAP 2000

#### 5.4.1 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Jika kombinasi respons untuk gaya geser dasar ragam dinamik ( $V_t$ ) lebih kecil 85% dari gaya geser dasar statik ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya gempa harus dikalikan dengan  $0,85V/V_t$  (SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4.1)

Rumus geser statik adalah:

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1})$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0,607}{8/1} = 0,076$$

Nilai tidak boleh lebih dari:

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,247}{0,817 \cdot \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0378$$

Dan tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned} C_{s \min} &= 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e > 0,01 \\ &= 0,044 \cdot 0,607 \cdot 1 > 0,01 \\ &= 0,027 \geq 0,01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka: } C_{s \min} &< C_s > C_{s \max} \\ 0,027 &< 0,076 > 0,0378 \end{aligned}$$

Jika nilai  $S_1 \geq 0,6g$ , maka nilai  $C_s$  diperoleh dengan menggunakan persamaan:  $C_s = \frac{0,5 S_1}{(R/I)}$

Syarat:

$$\begin{aligned} S_1 &\geq 0,6g \\ 0,247 &< 5,886 \text{ (Rumus tidak dipakai)} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diperoleh  $S_1 < 0,6g$ , maka rumus diatas tidak digunakan, sehingga nilai  $C_s$  yang digunakan adalah  $C_{s \min} = 0,027$

Tabel 5.3 Reaksi Dasar Struktur

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
1.4D	Combination	-0,000003003	-0,000005789	6288460,3
1.2D+1.6L	Combination	-0,000006351	-0,000009279	8536128,83
1.2D+0.5L+RSX	Combination	123174,24	32943,96	6373753,04
1.2D+0.5L+RSX	Combination	-123174,24	-32943,96	6372727,13
1.2D+0.5L-RSX	Combination	123174,24	32943,96	6373753,04
1.2D+0.5L-RSX	Combination	-123174,24	-32943,96	6372727,13
1.2D+0.5L+RSY	Combination	37665,55	107087,69	6374466,96
1.2D+0.5L+RSY	Combination	-37665,55	-107087,69	6372013,21
1.2D+0.5L-RSY	Combination	37665,55	107087,69	6374466,96
1.2D+0.5L-RSY	Combination	-37665,55	-107087,69	6372013,21
1D+1L	Combination	-0,000003325	-0,000005484	5474888,61
0.9D+RSX	Combination	123174,24	32943,96	4043094,58
0.9D+RSX	Combination	-123174,24	-32943,96	4042068,67
0.9D-RSX	Combination	123174,24	32943,96	4043094,58
0.9D-RSX	Combination	-123174,24	-32943,96	4042068,67
0.9D+RSY	Combination	37665,55	107087,69	4043808,5
0.9D+RSY	Combination	-37665,55	-107087,69	4041354,75
0.9D-RSY	Combination	37665,55	107087,69	4043808,5
0.9D-RSY	Combination	-37665,55	-107087,69	4041354,75

Dari tabel di atas didapat berat total struktur adalah 5250612,08 kg. Maka :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{statik}} &= C_s \cdot W \\
 &= 0,027 \cdot 5474888,61 \text{ kg} \\
 &= 147821,99 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Dari hasil analisis menggunakan program SAP 2000 didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) sebagai berikut :

Tabel 5.4 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
RSX	LinRespSpec	123174,24	32943,96	512,96
RSY	LinRespSpec	37665,55	107087,69	1226,88

Kontrol nilai akhir respon spectrum:

- Arah-x :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$$

$$147821,99 \text{ kg} \geq 0,85 \cdot 123174,24 \text{ kg}$$

$$147821,99 \text{ kg} > 104698,10 \text{ kg} \dots \text{Ok}$$

- Arah-y :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$$

$$147821,99 \text{ kg} > 0,85 \cdot 107087,69 \text{ kg}$$

$$104334,08 \text{ kg} < 91024,54 \text{ kg} \dots \text{Ok}$$

Dari perhitungan diatas, diperoleh bahwa gaya geser dasar ragam (Vt) lebih besar dari gaya geser dasar (V) sehingga gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis tidak perlu diperbesar dan untuk analisis selanjutnya menggunakan analisis respons spektrum.

#### 5.4.2 Kontrol Partisipasi Massa

Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang baik, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90% dari massa aktual dari masing- masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau ((SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.1).

Tabel 5.5 Rasio Partisipasi Massa Hotel Quest

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
ACASE2	Mode	1	1,124806	0,052	0,644	0,000001259	0,052	0,644
ACASE2	Mode	2	1,100006	0,695	0,059	0,000001048	0,747	0,703
ACASE2	Mode	3	0,812433	0,009463	0,05	6,365E-07	0,757	0,753
ACASE2	Mode	4	0,363159	0,003146	0,116	0,00003863	0,76	0,869
ACASE2	Mode	5	0,357212	0,122	0,005088	0,000001051	0,882	0,874
ACASE2	Mode	6	0,265919	0,001901	0,008727	3,494E-07	0,884	0,883
ACASE2	Mode	7	0,199907	0,019	0,022	2,939E-08	0,903	0,904
ACASE2	Mode	8	0,198096	0,025	0,019	0,00001976	0,928	0,923
ACASE2	Mode	9	0,149245	0,0004924	0,004582	3,278E-08	0,928	0,928
ACASE2	Mode	10	0,137888	0,02	0,002738	0,00001466	0,948	0,931
ACASE2	Mode	11	0,135715	0,003869	0,018	0,00001129	0,952	0,949
ACASE2	Mode	12	0,105161	0,00003192	0,004008	0,002371	0,952	0,953

Dari tabel 5.2 di atas didapat partisipasi massa arah X sebesar 92,8% pada moda ke 8 dan partisipasi massa arah Y sebesar 91,9% pada moda ke 7. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI-03-1726-2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

### 5.4.3 Kontrol Waktu Getar Alami

Perkiraan periode alami fundamental ( $T_a$ ) dalam detik, harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \text{ (nilai } C_t \text{ dan } x \text{ diambil dari tabel 15 SNI 03-1726-2012)}$$

$$C_t = 0,0731$$

$$x = 0,75$$

$$h_n = 48$$

$$T_a = 0,0731 \cdot 48^{0,75} = 1,333 \text{ detik}$$

$$\text{Dengan nilai } S_{D1} = 0,496, \text{ maka } C_u = 1,4$$

Sehingga periode struktur yang diijinkan adalah :

$$T = T_a \cdot C_u = 1,333 \cdot 1,4 = 1,8662 \text{ detik}$$



Tabel 5.6 Periode dan Frekuensi Struktur

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
ACASE2	Mode	1	1,12481	0,88904	5,586	31,204
ACASE2	Mode	2	1,10001	0,90909	5,712	32,626
ACASE2	Mode	3	0,81243	1,2309	7,7338	59,811
ACASE2	Mode	4	0,36316	2,7536	17,301	299,34
ACASE2	Mode	5	0,35721	2,7995	17,589	309,39
ACASE2	Mode	6	0,26592	3,7605	23,628	558,29
ACASE2	Mode	7	0,19991	5,0023	31,431	987,88
ACASE2	Mode	8	0,1981	5,0481	31,718	1006
ACASE2	Mode	9	0,14925	6,7004	42,1	1772,4
ACASE2	Mode	10	0,13789	7,2523	45,567	2076,4
ACASE2	Mode	11	0,13572	7,3684	46,297	2143,4
ACASE2	Mode	12	0,10516	9,5092	59,748	3569,9

Dari tabel di atas didapat  $T_c = 1,12481$  s. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai  $T$  masih lebih kecil dari  $C_u \cdot T$ . Jadi analisis struktur Hotel Quest masih memenuhi syarat SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2.

#### 5.4.4 Kontrol Simpangan Antar Lantai

Perhitungan simpangan antar lantai ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat diatasnya.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \leq \Delta_a$$

Dimana:

$\delta_{xe}$  = defleksi pada lantai ke-x yang ditentukan dengan analisis elastis

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi (4)

$I_e$  = faktor keutamaan gedung (1,0)

$\Delta_a = 0,020h_{sx}$

$\rho$  = Faktor redudansi (1,0)

Tabel 5.7 Kontrol simpangan antar lantai akibat beban gempa arah X

Lantai	hi	$\delta x_e$	$\delta x$	$\Delta$	$\Delta a$	$\Delta a/\rho$	$\Delta \leq \Delta a/\rho$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
14	4000	24,78	99,13	3,60	80,00	80,00	OK
13	4000	23,88	95,53	4,25	80,00	80,00	OK
12	4000	22,82	91,28	5,17	80,00	80,00	OK
11	4000	21,53	86,11	6,05	80,00	80,00	OK
10	4000	20,02	80,06	6,85	80,00	80,00	OK
9	4000	18,30	73,21	7,55	80,00	80,00	OK
8	4000	16,41	65,66	8,15	80,00	80,00	OK
7	4000	14,38	57,51	8,62	80,00	80,00	OK
6	4000	12,22	48,89	8,95	80,00	80,00	OK
5	4000	9,98	39,94	9,15	80,00	80,00	OK
4	4000	7,70	30,79	9,18	80,00	80,00	OK
3	4000	5,40	21,61	8,88	80,00	80,00	OK
2	4000	3,18	12,72	8,01	80,00	80,00	OK
1	4000	1,18	4,72	4,72	80,00	80,00	OK

Tabel 5.8 Kontrol simpangan antar lantai akibat beban gempa arah Y

Lantai	hi	$\delta x_e$	$\delta x$	$\Delta$	$\Delta a$	$\Delta a/\rho$	$\Delta \leq \Delta a/\rho$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
14	4000	16,83	67,31	2,51	80	80	OK
13	4000	16,2	64,80	2,96	80	80	OK
12	4000	15,46	61,84	3,57	80	80	OK
11	4000	14,57	58,28	4,14	80	80	OK
10	4000	13,53	54,13	4,67	80	80	OK
9	4000	12,37	49,47	5,12	80	80	OK
8	4000	11,09	44,35	5,50	80	80	OK
7	4000	9,713	38,85	5,79	80	80	OK
6	4000	8,265	33,06	6,00	80	80	OK
5	4000	6,765	27,06	6,10	80	80	OK
4	4000	5,239	20,96	6,10	80	80	OK
3	4000	3,714	14,86	6,05	80	80	OK
2	4000	2,201	8,80	5,57	80	80	OK
1	4000	0,809	3,24	3,24	80	80	OK

Dari hasil analisa tabel di atas maka analisis struktur memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

## BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

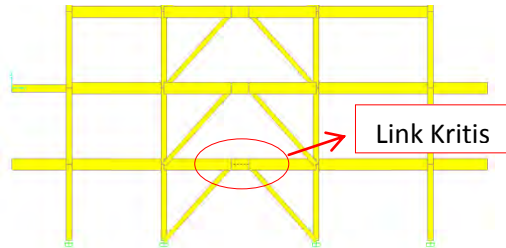
### 6.1 Analisis Desain

Hasil analisa desain dengan menggunakan program bantu SAP 2000 ini selanjutnya akan menghasilkan output untuk perencanaan struktur gedung hotel quest

### 6.2 Perencanaan Elemen Struktur Primer

#### 6.2.1 *Link* Kritis

Pada perhitungan *link* arah x dipilih link pada basement 1 pada elemen 1602



Gambar 6.1 Denah *Link* kritis

Pada *link* kritis direncanakan menggunakan profil WF 600 x 200 x 11 x 17 dengan data- data sebagai berikut:

$d$	$= 600 \text{ mm}$	$i_x$	$= 24 \text{ cm}$
$bf$	$= 200 \text{ mm}$	$i_y$	$= 4,12 \text{ cm}$
$tf$	$= 17 \text{ mm}$	$Z_x$	$= 2863 \text{ cm}^3$
$tw$	$= 11 \text{ mm}$	$Z_y$	$= 357 \text{ cm}^3$
$A$	$= 134,4 \text{ cm}^2$	$S_x$	$= 2590 \text{ cm}^3$
$q$	$= 106 \text{ kg/m}$	$S_y$	$= 228 \text{ cm}^3$
$I_x$	$= 77600 \text{ cm}^4$	$r$	$= 22 \text{ cm}$
$I_y$	$= 2280 \text{ cm}^4$	$h$	$= d - 2(tf+r)$
$F_y$	$= 250 \text{ Mpa (BJ-41)}$		$= 522 \text{ mm}$

Hasil dari output SAP 2000 untuk *link* kritis diperoleh gaya dalam sebesar:

$$\begin{aligned} N_u &= -2391,93 \text{ kg} \\ V_u &= -25841,93 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Mu} = 2462495,97 \text{ kg.cm}$$

$$\Delta e = 3,13 \text{ mm}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2.17} = 5,88$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{fy}} = 8,54$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 134,4 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 336000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{Nu}{\phi \cdot N_y} = \frac{2602}{0,9 \cdot 336000} = 0,008 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{522}{11} = 47,45$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{fy}} \cdot \left( 1 - 1,54 \cdot \frac{Nu}{\phi \cdot N_y} \right)$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} \cdot (1 - 1,54 \times 0,008) = 85,28$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 134,4 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 336000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \cdot 336000 \text{ kg} = 50400 \text{ kg} > Nu$$

Karena  $0,15 N_y > Nu$ , sehingga berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak diperhitungkan.

- Kontrol kuat geser

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \\ &= 0,6 \cdot 2500 \cdot (60 - 2 \cdot 17) \cdot 1,1 \\ &= 93390 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{px} &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 2863 = 7157500 \text{ kg.cm} \\ 1,5 \cdot S_x \cdot f_y &= 1,5 \cdot 2590 \cdot 2500 = 9712500 \text{ kg.cm} \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} M_{px} \\ \text{Menentukan} \end{array} \right\}$$

$$2 \cdot M_p / e = 2 \cdot 7157500 / 100 = 178937,5 \text{ kg}$$

$$\theta \cdot V_n = 0,9 \cdot 93390 = 84051 \text{ kg}$$

$$\theta \cdot V_n > V_u = 84051 \text{ kg} > 25841,93 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol sudut rotasi *link*

Sudut rotasi *link*

$$1,6 \cdot M_p / V_p = 1,6 \cdot 7157500 / 93390 = 122,63 \text{ cm}$$

$$2,6 \cdot M_p / V_p = 2,6 \cdot 7157500 / 93390 = 199,27 \text{ cm}$$

$$e = 100 \text{ cm} < 1,6 \cdot M_p / V_p$$

Karena  $e < 1,6 \cdot M_p / V_p$ , berdasarkan SNI 03-1729-2012 Pasal 15.13.2.7  $\alpha_{maks} = 0,08$  radian

$$\Delta = C_d \cdot \Delta e = 4 \cdot 3,13 \text{ mm} = 12,51 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left( \frac{L}{e} \right) \cdot \phi = \left( \frac{500}{100} \right) \cdot \left( \frac{1,251}{400} \right) = 0,016 \text{ radian}$$

$$\alpha < \alpha_{maks} \quad (\text{OK})$$

### 6.2.1.1 Pengaku *Link*

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.3.1, Dititik pertemuan dengan batang bressing pada *link*, harus dipasang pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari  $(b_f - 2t_f)$  dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara  $0,75t_w$  atau 10 mm,  $b_f$  dan  $t_w$  merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badab *link*.

Untuk pengaku dengan panjang *link*  $< 1,6 \cdot M_p / V_p$ , harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk  $\alpha = 0,08$  radian

$$S = 30 \cdot t_w - d/5 = 30 \cdot 1,1 - 60/5 = 21 \text{ cm}$$

Untuk  $\alpha = 0,02$  radian

$$S = 52 \cdot tw - d/5 = 52 \cdot 1,1 - 60/5 = 45,2 \text{ cm}$$

Untuk  $\alpha = 0,039$  radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 20 + \left( \frac{0,02 - 0,011}{0,08 - 0,02} \right) \cdot (45,2 - 21) = 28,7 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 25 cm.

### 6.2.2 Balok Diluar *Link*

Balok diluar *link* kritis direncanakan menggunakan profil WF 600 x 200 x 11 x 17, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 600 mm	ix	= 24 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,12 cm
tf	= 17 mm	Zx	= 2863 cm <sup>3</sup>
tw	= 11 mm	Zy	= 357 cm <sup>3</sup>
A	= 134,4 cm <sup>2</sup>	Sx	= 2590 cm <sup>3</sup>
q	= 106 kg/m	Sy	= 228 cm <sup>3</sup>
Ix	= 77600 cm <sup>4</sup>	r	= 22 cm
Iy	= 2280 cm <sup>4</sup>	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 522 mm

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok yang terletak diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar  $R_y \cdot V_n$ .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n$$

$V_n$  = Kuat geser nominal link, diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $2Mp/e$

$$R_y = 1,5 \text{ untuk BJ 41}$$

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot tf) \cdot tw \\ &= 0,6 \cdot 2500 \cdot (60 - 2 \cdot 17) \cdot 1,1 = 93390 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$2 \cdot Mp / e = 2 \cdot 7157500 / 100 = 143150 \text{ kg}$$

$$V_n \text{ menentukan} = 93390 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } V_u &= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 93390 \\ &= 154093,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \cdot 17} = 5,88$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = 8,54$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{522}{11} = 47,45$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kapasitas momen penampang

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y$$

$$= 2863 \times 2500 = 7157500 \text{ kg.cm}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 7157000 \text{ kg.cm}$$

$$= 6441750 \text{ kg.cm}$$

- Kapasitas geser penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{522}{11} = 47,45$$

$$a = \frac{L - e}{2} = \frac{5000 - 1000}{2} = 2000$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{(2000/522)^2} = 5,341$$

$$1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{fy}} = 1,1 \cdot \sqrt{\frac{5,341 \cdot 2000000}{2500}} = 71,90$$

$$\lambda \leq 1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{fy}} \rightarrow 47,45 < 71,90 \text{ (Plastis)}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 f_y A_w R_y \\
 &= 0,6 \times 2500 \times (60 \times 1,1) \times 1,5 = 148500 \text{ kg} \\
 \phi V_n &= 0,9 \cdot 148500 \text{ kg} = 133650 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kontrol interaksi geser lentur  
Pada perhitungan balok diluar *link* kritis dipilih balok pada lantai *basement* 1 (*frame* 1601) dengan  $M_u = 2773458,15 \text{ kg.cm}$  (Analisa dari SAP 2000)

$$\begin{aligned}
 \frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} &\leq 1,375 \\
 \frac{2773458}{6441750} + 0,625 \frac{7888,94}{133650} &\leq 1,375
 \end{aligned}$$

$$0,467 \leq 1,375 \quad (\text{OK})$$

### 6.2.3 Bressing

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi- aksial- dan lentur 1,25  $R_y V_n$ .

Bressing arah X direncanakan menggunakan profil WF 250 x 250 x 9 x 14, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 250 mm	$i_x$	= 10,80 cm
bf	= 250 mm	$i_y$	= 6,29 cm
tf	= 14 mm	$Z_x$	= 937 cm <sup>3</sup>
tw	= 9 mm	$Z_y$	= 442 cm <sup>3</sup>
A	= 92,18 cm <sup>2</sup>	$S_x$	= 867 cm <sup>3</sup>
q	= 72,40 kg/m	$S_y$	= 292 cm <sup>3</sup>
$I_x$	= 10800 cm <sup>4</sup>	r	= 16 cm
$I_y$	= 3650 cm <sup>4</sup>	h	= d - 2(tf+r)
$F_y$	= 250 Mpa (BJ-41)		= 190 mm
$\alpha$	= arc tg <sup>o</sup> (3,5/4)		
	= 48,81 <sup>o</sup>		

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,25 \cdot R_y \cdot V_n \\
 &= 1,25 \cdot 1,5 \cdot (0,6 \cdot 2500 (60 - 2 \cdot 1,7)) \\
 &= 159188
 \end{aligned}$$



- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{250}{2 \cdot 14} = 8,93$$

$$\lambda_p = \frac{250}{\sqrt{fy}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$  Penampang tidak langsing

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{234}{15} = 15,60$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = 42,06$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$  Penampang tidak langsing

- Kontrol kekuatan tekan

Panjang bresing  $L = \sqrt[2]{400^2 + 350^2} = 531,51$  cm

$$\left. \begin{aligned} \text{Arah } X \rightarrow \lambda_x &= \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{531,51 \cdot 1}{10,8} = 49,21 \\ \text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y &= \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{531,51 \cdot 1}{6,29} = 84,50 \end{aligned} \right\} \text{ (menentukan)}$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{84,50}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0,951$$

$0,25 < \lambda < 1,2$  maka:

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,951} = 1,485$$

Kuat nominal

$$P_n = Ag \cdot \frac{fy}{\omega} = 92,18 \cdot \frac{2500}{1,485} = 155168 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 155168 = 131893 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$131893 > 98409,7 \text{ (Ok)}$$

### 6.2.3.1 Balok Induk Lantai Hunian

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 600 x 200 x 11 x 17, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 600 mm	ix	= 24 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,12 cm
tf	= 17 mm	Zx	= 2863 cm <sup>3</sup>
tw	= 11 mm	Zy	= 357 cm <sup>3</sup>
A	= 134,4 cm <sup>2</sup>	Sx	= 2590 cm <sup>3</sup>
q	= 106 kg/m	Sy	= 228 cm <sup>3</sup>
Ix	= 77600 cm <sup>4</sup>	r	= 22 cm
Iy	= 2280 cm <sup>4</sup>	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 534 mm

Pada perhitungan balok induk dipilih balok kritis yakni elemen 214 pada lantai basement 1. Dan selanjutnya diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis SAP 2000

$$M_u = 2217640,42 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = 5057,90 \text{ kg}$$

$$f^0 = 0,018 \text{ cm}$$

Kontrol profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \cdot 17} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{534}{10} = 53,4$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = 106,25$$

$$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$   
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 2863$   
 $= 7157500 \text{ kg.cm}$
- Cek kemampuan penampang  
 $\phi_b \cdot M_n \geq M_u$   
 $\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 7157500$   
 $= 6441750 \text{ kg.cm} \geq 2217640,42 \text{ kg.cm (OK)}$

Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

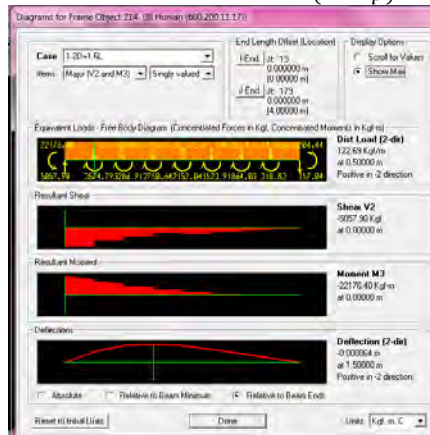
$L_b = 400 \text{ cm}$  (Panjang tak terkekang)

$L_p = 205,095 \text{ cm}$  } Dari Tabel ( $L_p$  &  $L_r$ )

$L_r = 605,048 \text{ cm}$

$L_p \leq L_b \leq L_r \rightarrow$  Bentang menengah, maka

$$M_n = C_b [M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L_b)}{(L_r - L_p)}] \leq M_p$$



$M_a = -14380,80 \text{ kgm}$

$M_b = -6459,43 \text{ kgm}$

$M_c = -1374,93 \text{ kgm}$

$M_{\max} = 22176,40 \text{ kgm}$

Gambar 6.2 Output Gaya Dalam Balok Induk Hunian

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,30$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 22176,4}{2,5(22176,40) + 3(14380,80) + 4(6459,43) + 3(1374,93)} = 2,156$$

Dipakai  $C_b = 2,15$

$$M_r = S.(f_y - f_R)$$

$$M_r = 2590 (2500 - 700) = 4662000 \text{ kgcm}$$

$$M_p = Z_x . f_y = 2863.2500 = 7157500 \text{ kgcm}$$

$$M_n = C_b [M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L_b)}{(L_r - L_p)}] \leq M_p$$

$$M_n = 2,15 [4662000 + (7157500 - 4662000) \frac{(605,048 - 400)}{(605,048 - 205,09)}] \leq M_p$$

$$M_n = 13665168,35 \geq M_p$$

$$\text{Maka } M_n = M_p = 7157500 \text{ kgcm}$$

$$M_n > M_u$$

$$7157500 > 2217640,42 \quad (\text{Ok})$$

Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{534}{11} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$48,55 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (53,4 \times 1,1) = 88110 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 88110 \text{ kg}$$

$$= 79299 \text{ kg} > 5057,90 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{400}{360} = 1,11 \text{ cm}$$

$$f^o = 0,018 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,018 \text{ cm} < 1,11 \text{ cm (OK)}$$

### 6.2.3.2 Balok Induk Lantai Atap

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 500 mm	ix	= 20,50 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,33 cm
tf	= 16 mm	Zx	= 2096 cm <sup>3</sup>
tw	= 10 mm	Zy	= 332 cm <sup>3</sup>
A	= 114,2 cm <sup>2</sup>	Sx	= 1910 cm <sup>3</sup>
q	= 89,7 kg/m	Sy	= 214 cm <sup>3</sup>
Ix	= 47800 cm <sup>4</sup>	r	= 20 cm
Iy	= 2140 cm <sup>4</sup>	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 428 mm

Pada perhitungan balok induk dipilih balok kritis yakni elemen 1234 pada lantai 12. Dan selanjutnya diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis SAP 2000

$$M_u = 1224776,81 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = 7539,26 \text{ kg}$$

$$f^{\theta} = 0,181 \text{ cm}$$

Kontrol profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \cdot 16} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = 106,25$$

$$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$   
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 2096$   
 $= 5240000 \text{ kg.cm}$
- Cek kemampuan penampang  
 $\phi_b \cdot M_n \geq M_u$   
 $\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 5240000$   
 $= 4716000 \text{ kg.cm} \geq 1224776,81 \text{ kg.cm (OK)}$

Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

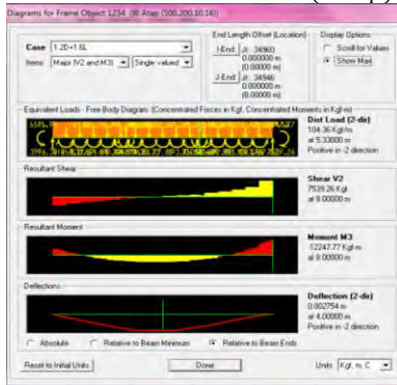
$L_b = 266,67 \text{ cm}$  (Panjang tak terkekang)

$L_p = 215,549 \text{ cm}$  } Dari Tabel ( $L_p$  &  $L_r$ )

$L_r = 643,749 \text{ cm}$  }

$L_p \leq L_b \leq L_r \rightarrow$  Bentang menengah, maka

$$M_n = C_b \left[ M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L_b)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p$$



$M_a = 2718,54 \text{ kgm}$

$M_b = 5026,72 \text{ kgm}$

$M_c = 1488,11 \text{ kgm}$

$M_{\max} = -12247,77 \text{ kgm}$

Gambar 6.3 Output Gaya Dalam Balok Induk Atap

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,30$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 12247,77}{2,5(12247,77) + 3(2718,54) + 4(5026,72) + 3(1488,11)} = 2,42$$

Dipakai  $C_b = 2,3$

$$M_r = S \cdot (f_y - f_R)$$

$$M_r = 1910 (2500 - 700) = 3438000 \text{ kgcm}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 2096 \cdot 2500 = 5240000 \text{ kgcm}$$

$$M_n = C_b \left[ M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L_b)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p$$

$$M_n = 2,3 [3438000 + (5240000 - 3438000) \frac{(643,749 - 266,67)}{(643,749 - 215,54)}] \leq M_p$$

$$M_n = 11557116,90 \geq M_p$$

$$\text{Maka } M_n = M_p = 5240000 \text{ kgcm}$$

$$M_n > M_u$$

$$5240000 > 1224776,81 \quad (\text{Ok})$$

Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{428}{10} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$42,80 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (42,8 \times 1) = 64200 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 64200 \text{ kg}$$

$$= 57780 \text{ kg} > 7539,26 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,22 \text{ cm}$$

$$f^o = 0,181 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,181 \text{ cm} < 2,22 \text{ cm (OK)}$$

#### 6.2.4 Kolom

Direncanakan menggunakan profil King Cross 700 x 300 x 13 x 24 dengan panjang kolom 400 cm. berikut data- data profil yang digunakan:

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$i_x = 21,21 \text{ cm}$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

$$i_y = 21,65 \text{ cm}$$

$$t_f = 24 \text{ mm}$$

$$Z_x = 6051,4 \text{ cm}^3$$

$$t_w = 13 \text{ mm}$$

$$Z_y = 6193,3 \text{ cm}^3$$

$$A = 471 \text{ cm}^2$$

$$q = 369,7 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 I_x &= 211800 \text{ cm}^4 & r &= 28 \text{ mm} \\
 I_y &= 220791 \text{ cm}^4 & F_y &= 250 \text{ Mpa (BJ-41)}
 \end{aligned}$$

Tabel 6.1 Output SAP 2000 *frame1413*

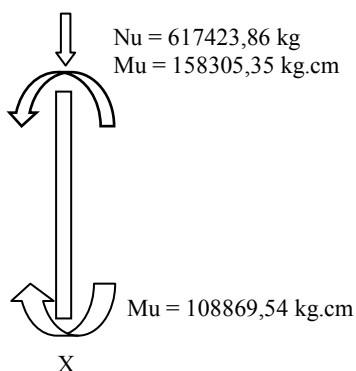
Momen sumbu X	1,2D + 1,6L	EX
Atas	158305,35	246282,39
Bawah	108869,54	1318127,60

Momen sumbu Y	1,2D + 1,6L	EY
Atas	225255,64	205018,12
Bawah	109745,13	229244,02

Sumbu X & Y	1,2D + 1,6L	Gaya Tekan Berfaktor	
Aksial	617423,86	$\Sigma N_{ux}$	638242,60
Geser	837,5	$\Sigma N_{uy}$	668873,60

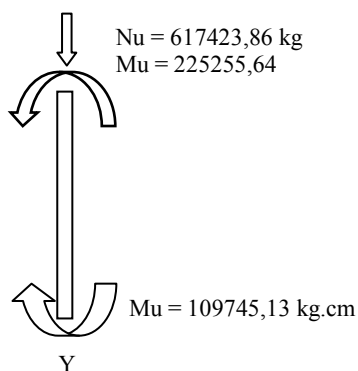
Beban gravitasi

(tak bergoyang)

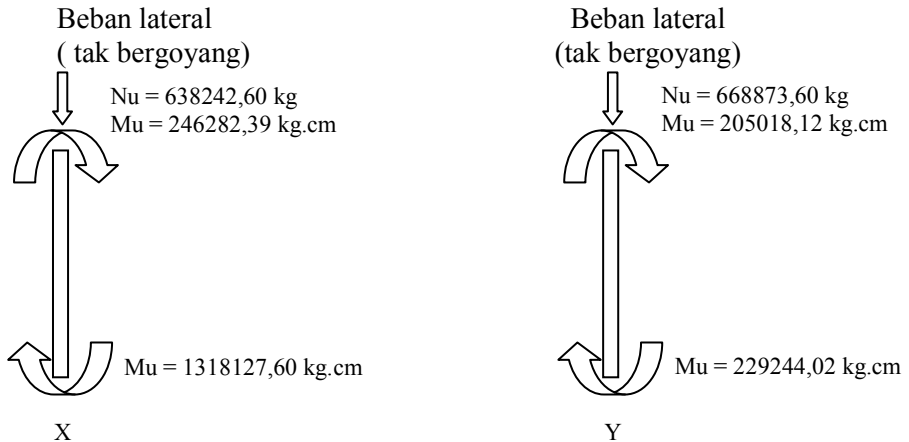


Beban gravitasi

(tak bergoyang)







Gambar 6.4. Beban Akibat Gravitasi Dan Lateral Pada Kolom.

#### 6.2.4.1 Kontrol Kekakuan Portal

Arah X:

$$G_B = \frac{\sum(I_y k/L)}{\sum(I_x b/L)} = \frac{2 \times (211800/400)}{\left(\frac{77600}{600}\right) + \left(\frac{77600}{800}\right)} = 4,68$$

$$G_A = 1,00$$

Arah Y:

$$G_B = \frac{\sum(I_y k/L)}{\sum(I_x b/L)} = \frac{2 \times (220791/400)}{\left(\frac{77600}{600}\right) + \left(\frac{77600}{800}\right)} = 5,69$$

$$G_A = 1,00$$

Berdasarkan nomogram pada gambar 3.5 diperoleh:

$$K_{cx} = 0,84 \text{ (tak bergoyang)}$$

$$K_{cy} = 0,85 \text{ (tak bergoyang)}$$

#### 6.2.4.2 Kontrol Kelangsingan Kolom

- Akibat beban gravitasi

$$\lambda_x = \frac{K_{cx} \cdot L}{i_x} = \frac{0,84 \cdot 400}{21,21} = 15,84 \text{ cm}$$

$$N_{crbx} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\lambda^2}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6 \cdot 471}{15,84^2} = 37054443,37 \text{ kg} \\
\lambda_y &= \frac{K_{cy} \cdot L}{i_y} = \frac{0,85 \cdot 400}{21,65} = 15,70 \text{ cm} \\
N_{crby} &= \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\lambda^2} \\
&= \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6 \cdot 471}{15,70^2} = 37697158,49 \text{ kg} \\
\lambda_{max} &= \lambda_y = 15,84 \text{ cm} \\
\lambda_c &= \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{15,84}{\pi} \sqrt{\frac{250}{2 \cdot 10^5}} = 0,18 \\
\lambda_c &\leq 0,25 \rightarrow \omega = 1 \\
Pu &= 617423,86 \text{ kg} \\
\phi Pn &= \phi \cdot \frac{fy}{\omega} \cdot Ag = 0,85 \cdot \frac{2500}{1} \cdot 471 = 962379,81 \text{ kg} \\
\frac{Pu}{\phi Pn} &= \frac{617423,86}{1036257,05} = 0,59 > 0,2 \rightarrow \text{Interaksi 1}
\end{aligned}$$

- Akibat beban lateral

$$\begin{aligned}
\lambda_x &= \frac{K_{cx} \cdot L}{i_x} = \frac{0,84 \cdot 400}{21,21} = 15,84 \text{ cm} \\
N_{crsx} &= \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\lambda^2} \\
&= \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6 \cdot 471}{15,84^2} = 37054443,37 \text{ kg} \\
\lambda_y &= \frac{K_{cy} \cdot L}{i_y} = \frac{0,85 \cdot 400}{21,65} = 15,70 \text{ cm} \\
N_{crsy} &= \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\lambda^2} \\
&= \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6 \cdot 471}{15,70^2} = 37697158,49 \text{ kg}
\end{aligned}$$

### 6.2.4.3 Momen Balok

Terhadap sumbu X:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left( -\frac{58014,22}{95265,49} \right) = 0,84$$

$$\begin{aligned} \delta_{bx} &= \frac{C_m}{1 - \left( \frac{Nu}{N_{crbx}} \right)} \\ &= \frac{0,88}{1 - \left( \frac{617423,86}{37047032,85} \right)} = 0,86 \leq 1,0 \end{aligned}$$

Sehingga,  $\delta_{bx} = 1$

$$\Sigma N_{ux} = 638242,60 \text{ kg}$$

$$\delta_{sx} = \frac{1}{1 - \left( \frac{\Sigma N_{ux}}{\Sigma N_{crsx}} \right)}$$

$$\delta_{sx} = \frac{1}{1 - \left( \frac{638242,60}{85949116} \right)} = 1,01 > 1,0$$

Sehingga,  $\delta_{sx} = 1,01$

$$\begin{aligned} M_{ux} &= \delta_{bx} \cdot M_{ntx} + \delta_{sx} \cdot M_{ltx} \\ &= 1,00 \cdot 95265,49 + 1,01 \cdot 246282,39 \\ &= 343390,417 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Terhadap sumbu Y:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left( -\frac{60241,96}{123587,89} \right) = 0,79$$

$$\begin{aligned} \delta_{by} &= \frac{C_m}{1 - \left( \frac{Nu}{N_{crby}} \right)} \\ &= \frac{0,79}{1 - \left( \frac{617423,86}{37697158} \right)} = 0,81 \leq 1,0 \end{aligned}$$

Sehingga,  $\delta_{by} = 1$

$$\Sigma N_{uy} = 668873,60 \text{ Kg}$$

$$\delta_{sy} = \frac{1}{1 - \left( \frac{\Sigma N_{uy}}{\Sigma N_{crsy}} \right)}$$

$$\delta_{sy} = \frac{1}{1 - \left( \frac{668873,60}{33254414,71} \right)} = 1,02 \leq 1,0$$

$$\text{Sehingga, } \delta_{sy} = 1,36$$

$$\begin{aligned} M_{uy} &= \delta_{by} \cdot M_{nty} + \delta_{sy} \cdot M_{lty} \\ &= 1,00 \cdot 123587,89 + 1,02 \cdot 205018,12 \\ &= 332814,36 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

#### 6.2.4.4 Kontrol Momen Nominal

Pelat sayap:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \cdot 24} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Pelat badan:

$$\frac{d/2}{tw} = \frac{596/2}{13} = 22,92$$

$$\lambda_p = \frac{665}{\sqrt{fy}} = 106,25$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

#### 6.2.4.5 Kontrol Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral (Lb) = 400 cm

Lp = 1077,74 cm } Dari Tabel (Lp & Lr)

Lr = 4517,28 cm }

Lb < Lp < Lr → *Bentang Pendek*

Mnx = Zx x fy

$$= 6051,4 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 15128500 \text{ kg.cm}$$

Mny = Zy x fy

$$= 6193,3 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 15483250 \text{ kg.cm}$$

#### 6.2.4.6 Kontrol Interaksi “Balok – Kolom”

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

$$0,59 + \frac{8}{9} \left( \frac{537478,17}{0,9 \cdot 15128500} + \frac{332814,36}{0,9 \cdot 15483250} \right) \leq 1,0$$

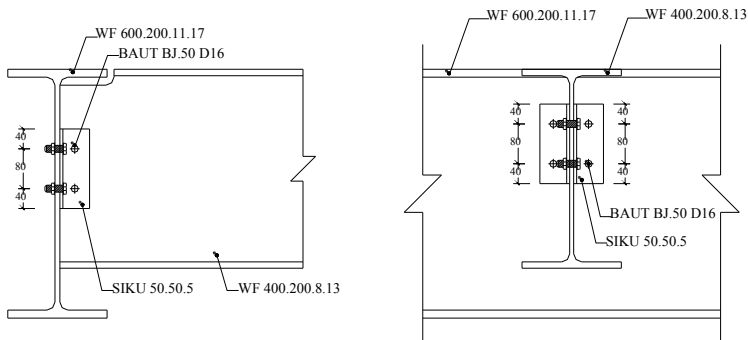
$$0,84 \leq 1,0 \text{ (OK)}$$

### 6.3 Perencanaan Sambungan

#### 6.3.1 Sambungan Balok Anak Lantai Hunian Dengan Balok Induk

Sambungan antara balok anak lantai perkantoran dan balok induk direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok anak, sehingga dalam analisa dianggap sebagai sendi.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 7126,11 kg, dengan dimensi balok anak WF400.200.8.13 dan balok induk WF600.200.11.17. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 50 x 50 x 5.



Gambar 6.5 Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk

- Sambungan Pada Badan Balok Anak:  
 $\phi_{\text{baut}} = 16 \text{ mm}$  ( $A_b = 2,01 \text{ cm}^2$ )  
 Mutu baut BJ.50 ( $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$ )  
 Ulir tidak pada bidang geser ( $r_1 = 0,5$ )

- Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.V_n &= \emptyset.r_1.f_u.m.A_b \\ &= 0,75.0,5.5000.2.2,01 \\ &= 7539,82 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset.2,4.db.tp.f_u \\ &= 0,75.2,4.1,6.0,5.4100 \\ &= 5904 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\emptyset.R_n} = \frac{7126,11}{5904} = 1,62 \approx 1,21 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

- Sambungan Pada Badan Balok Induk:

$$\emptyset_{\text{baut}} = 16 \text{ mm } (A_b = 2,01 \text{ cm}^2)$$

Mutu baut BJ.50 ( $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$ )

Ulir tidak pada bidang geser ( $r_1 = 0,5$ )

- Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.V_n &= \emptyset.r_1.f_u.m.A_b \\ &= 0,75.0,5.5000.2.2,01 \\ &= 7539,82 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset.2,4.db.tp.f_u \\ &= 0,75.2,4.1,6.0,5.4100 \\ &= 5904 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\emptyset.R_n} = \frac{7126,11}{5904} = 1,21 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

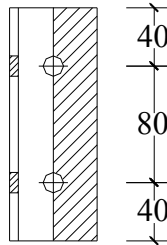
Dipakai siku penyambung 60x60x6

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$\emptyset$  lubang = 16 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)

$$= 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$$

Luas bidang geser



Gambar 6.6 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (16 - 2 \times 1,75) \times 0,6 = 7,50 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 7,50 = 13837,50 \text{ kg} \end{aligned}$$

Terdapat 2 siku, sehingga

$$2\phi R_n = 2 \times 13837,50 = 27675,0 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\phi R_n \rightarrow 7126,11 \text{ kg} < 27675,0 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol jarak baut

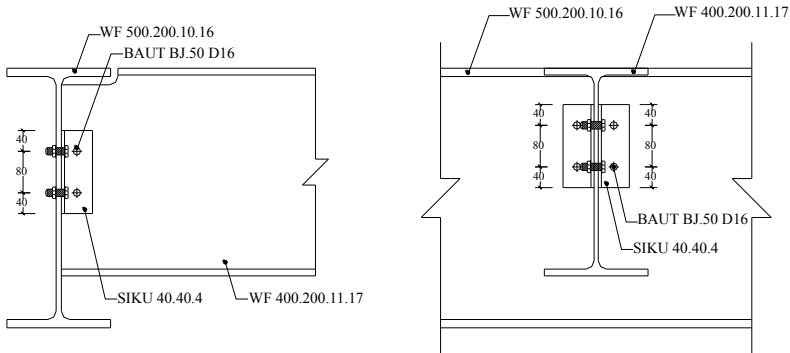
$$\begin{aligned} \text{Jarak ke tepi} &= 1,5 \text{ db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm} \\ &= 21 \text{ mm s.d. 200 mm} \rightarrow \text{Terpasang} = 40 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} &= 3 \text{ db s.d 15 tp atau 200 mm} \\ &= 42 \text{ mm s.d 200 mm} \rightarrow \text{Terpasang} = 80 \text{ mm} \end{aligned}$$

### 6.3.2. Sambungan Balok Anak Atap Dengan Balok Induk

Sambungan antara balok anak lantai perkantoran dan balok induk direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok anak, sehingga dalam analisa dianggap sebagai sendi.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 4891,01 kg, dengan dimensi balok anak WF 400.200.11.17 dan balok induk WF 500.200.10.16. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 40 x 40 x 4.



Gambar 6.7 Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk

- Sambungan Pada Badan Balok Anak:

$$\varnothing_{\text{baut}} = 16\text{mm} (A_b = 2,01 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut BJ.50} (f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Ulir tidak pada bidang geser} (r_1 = 0,5)$$

- Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \varnothing \cdot V_n &= \varnothing \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 2,01 \\ &= 7539,82 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \varnothing \cdot R_n &= \varnothing \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,4 \cdot 4100 \\ &= 4723,20 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\varnothing \cdot R_n} = \frac{4891,01}{4723,20} = 1,04 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

- Sambungan Pada Badan Balok Induk:

$$\varnothing_{\text{baut}} = 16\text{mm} (A_b = 2,01 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut BJ.50} (f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Ulir tidak pada bidang geser} (r_1 = 0,5)$$



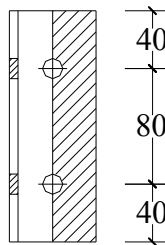
- Kuat geser baut:  

$$\begin{aligned}\emptyset.V_n &= \emptyset.r_1.f_u.m.A_b \\ &= 0,75.0,5.5000 .2 . 2,01 \\ &= 7539,82 \text{ kg}\end{aligned}$$
- Kuat tumpu baut  

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset . 2,4 . d_b . t_p . f_u \\ &= 0,75 . 2,4 . 1,6 . 0,4 . 4100 \\ &= 4723,20 \text{ kg (menentukan)} \\ n &= \frac{V_u}{\emptyset.R_n} = \frac{4891,01}{4723,20} = 1,04 \approx 2 \text{ buah}\end{aligned}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm
- Kontrol kekuatan siku penyambung  

Dipakai siku penyambung 40x40x4  
 BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )  
 $\emptyset$  lubang = 16mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)  
 $= 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$



Gambar 6.8 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (16 - 2 \times 1,75) \times 0,6 = 7,50 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 7,50 = 13837,50 \text{ kg}\end{aligned}$$

Terdapat 2 siku, sehingga

$$2\phi R_n = 2 \times 13837,50 = 27675,0 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\phi R_n \rightarrow 4891,01 \text{ kg} < 27675,0 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol jarak baut

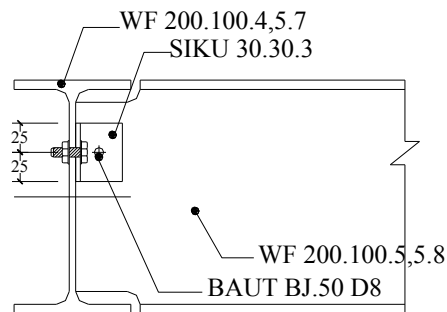
$$\begin{aligned} \text{Jarak ke tepi} &= 1,5 \text{ db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm} \\ &= 21\text{mm s.d. 200mm} \rightarrow \text{Terpasang} = 40\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} &= 3 \text{ db s.d 15 tp atau 200 mm} \\ &= 42\text{mm s.d 200mm} \rightarrow \text{Terpasang} = 80\text{mm} \end{aligned}$$

### 6.3.3. Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan antara balok utama tangga dan balok penumpu tangga direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok anak, sehingga dalam analisa dianggap sebagai sendi.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 765,73 kg, dengan dimensi balok utama tangga yaitu WF 200 x 100 x 4,5 x 7 dan balok penumpu tangga WF 200 x 100 x 5,5 x 8. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 30 x 30 x 3.



Gambar 6.9 Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Balok Penumpu Tangga

- Sambungan balok utama tangga dengan siku:  
 $\phi_{\text{baut}} = 8\text{mm}$  ( $A_b = 0,50 \text{ cm}^2$ )  
 Mutu baut BJ-50 ( $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$ )  
 Ulir tidak pada bidang geser ( $r_1 = 0,5$ )

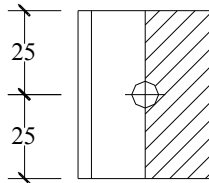
- Kuat geser baut:  

$$\begin{aligned}\emptyset.V_n &= \emptyset.r_1.f_u.m.A_b \\ &= 0,75.0,5.5000.2.0,50 \\ &= 1884,96 \text{ kg (menentukan !)}\end{aligned}$$
- Kuat tumpu baut  

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset.2,4.db.tp.f_u \\ &= 0,75.2,4.0,8.0,4.4100 \\ &= 2361,60 \text{ kg} \\ n &= \frac{V_u}{\emptyset.R_n} = \frac{765,73}{1884,96} = 0,41 \approx 1 \text{ buah} \\ &\text{Dipasang 1 buah baut diameter 8 mm}\end{aligned}$$
- Sambungan balok penumpu tangga dengan siku:  
 $\emptyset_{\text{baut}} = 8 \text{ mm } (A_b = 0,50 \text{ cm}^2)$   
 Mutu baut BJ-50 ( $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$ )  
 Ulir tidak pada bidang geser ( $r_1 = 0,5$ )
  - Kuat geser baut:  

$$\begin{aligned}\emptyset.V_n &= \emptyset.r_1.f_u.m.A_b \\ &= 0,75.0,5.5000.1.0,50 \\ &= 942,48 \text{ kg (menentukan !)}\end{aligned}$$
  - Kuat tumpu baut  

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset.2,4.db.tp.f_u \\ &= 0,75.2,4.0,8.0,4.4100 \\ &= 2361,60 \text{ kg} \\ n &= \frac{V_u}{\emptyset.R_n} = \frac{765,73}{942,48} = 0,81 \approx 1 \text{ buah} \\ &\text{Dipasang 1 buah baut diameter 8 mm}\end{aligned}$$
- Kontrol kekuatan siku penyambung  
 Dipakai siku penyambung 40x40x4  
 BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )  
 $\emptyset_{\text{lubang}} = 8 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$   
 $= 9,5 \text{ mm} = 0,95 \text{ cm}$



Gambar 6.10 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (5 - 1 \times 0,95) \times 0,3 = 1,215 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana

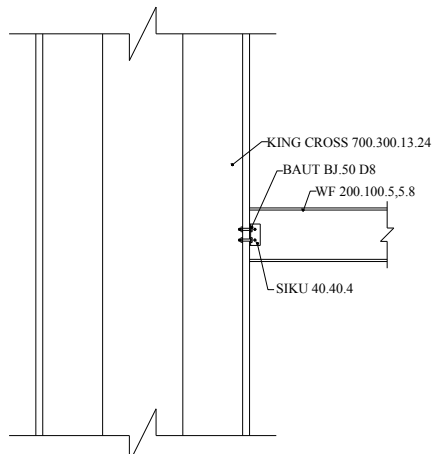
$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 1,215 = 2241,675 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat:

$$V_u \leq \phi R_n \rightarrow 765,73 \text{ kg} < 2241,675 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

#### 6.3.4. Sambungan Balok Penumpu Tangga Dengan Kolom

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 1594,91 kg, dengan dimensi balok penumpu tangga yaitu WF 200 x 100 x 5,5 x 8. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 40 x 40 x 4.



Gambar 6.11 Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Kolom

- Sambungan balok utama tangga dengan siku:

$$\varnothing \text{ baut} = 8 \text{ mm} (A_b = 0,50 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut BJ-50} (f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Ulir tidak pada bidang geser} (r_1 = 0,5)$$

- Kuat geser baut:

$$\varnothing \cdot V_n = \varnothing \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 0,50$$

$$= 1884,96 \text{ kg (menentukan !)}$$

- Kuat tumpu baut

$$\varnothing \cdot R_n = \varnothing \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,4 \cdot 4100$$

$$= 2361,60 \text{ kg}$$

$$n = \frac{V_u}{\varnothing \cdot R_n} = \frac{1594,91}{1884,96} = 0,85 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 8 mm

- Sambungan kolom tangga dengan siku:

$$\varnothing \text{ baut} = 8 \text{ mm} (A_b = 0,50 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut BJ-50} (f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Ulir tidak pada bidang geser} (r_1 = 0,5)$$

- Kuat geser baut:

$$\varnothing \cdot V_n = \varnothing \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 5000 \cdot 1 \cdot 0,50$$

$$= 942,48,96 \text{ kg (menentukan !)}$$

Kuat tumpu baut

$$\varnothing \cdot R_n = \varnothing \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,4 \cdot 4100$$

$$= 2361,60 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = \frac{V_u}{\varnothing \cdot R_n} = \frac{1594,91}{942,48} = 1,69 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 8 mm



Pembagian beban momen :

$$M_{u \text{ badan}} = \frac{I_{\text{badan}}}{I_{\text{profil}}} \times Mu$$

$$= \frac{\frac{1}{12} \times 1,3 \times 70^3}{211800} \times 22692750 = 3981231,20 \text{ kg.cm}$$

$$Mu \text{ sayap} = Mu - Mu \text{ badan}$$

$$= 22692750 - 3981231,20$$

$$= 18711518,8 \text{ kgcm}$$

Pembagian beban aksial :

$$P_{u \text{ badan}} = \frac{A_{\text{badan}}}{A_{\text{profil}}} \times Pu$$

$$= \frac{1,3 \times 70}{471} \times 617423,86 = 119289,96 \text{ kg}$$

$$Pu \text{ sayap} = Pu - Pu \text{ badan} = 617423,86 - 119289,96$$

$$= 498133,90 \text{ kg}$$

Karena ada 4 sayap, maka  $Pu$  1 sayap :

$$\frac{498133,90}{4} = 124533,47 \text{ kg}$$

- Sambungan pada sayap kolom  
 $\varnothing$ baut = 24mm ( $A_b = 4,52 \text{ cm}^2$ )  
 Mutu baut A325 ( $f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$ )  
 Ulir tidak pada bidang geser ( $r_1 = 0,5$ )  
 Tebal pelat penyambung = 16 mm
- Kuat geser baut:  
 $\varnothing.V_n = \varnothing . r_1 . f_u . m . A_b$   
 $= 0,75 . 0,5 . 8250 . 2 . 4,52$   
 $= 25987,5 \text{ kg}$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset \cdot 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot fu \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,2 \cdot 4100 \\ &= 21254,4 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Gaya kopel pada sayap

$$T = \frac{M_{u \text{ sayap}}}{d} = \frac{18711518,8}{70} = 267307,41 \text{ kg}$$

Jumlah gaya total pada sayap :

$$\begin{aligned}Tu &= T + Pu \text{ sayap} = 267307,41 + 124533,47 \\ &= 391840,88 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = \frac{Tu}{\emptyset.Rn} = \frac{391840,88}{21254,4} = 18,43 \approx 24 \text{ buah}$$

Dipasang 24 buah agar simetris

- Sambungan pada badan kolom

$$\emptyset_{\text{baut}} = 24 \text{ mm} \quad (Ab = 4,52 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut A325} \quad (fu = 8250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Ulir tidak pada bidang geser} \quad (r_1 = 0,5)$$

$$\text{Tebal pelat buhul} = 12 \text{ mm}$$

- Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Vn &= \emptyset \cdot r_1 \cdot fu \cdot m \cdot Ab \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot 2 \cdot 4,52 \\ &= 25987,5 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset \cdot 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot fu \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,2 \cdot 4100 \\ &= 21254,4 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan badan:

$$e = 3981231,20 \text{ kg.cm} / 498133,90 \text{ kg} = 7,99 \text{ cm}$$

$$\text{Mu total} = \text{Mu badan} + Pu \cdot e$$

$$= 3981231,20 + 119289,96 \cdot 7,99$$

$$= 4934357,98 \text{ kg.cm}$$

Beban aksial bekerja pada titik berat sambungan badan:

$$Pu \text{ total} = Pu \text{ badan}$$

$$= 119289,96 \text{ kg}$$



Perkiraan jumlah baut:

$$n = \sqrt{\frac{6 \cdot M_u}{\mu \cdot R_u}}$$

Sambungan memikul beban  $M_u$  dan  $P_u$  sehingga  $R_u$  direduksi  $\phi = 0,7$ .

Susunan baut lebih dari satu deret nilai  $R_u$  dinaikan 1,2

$$R_u = 0,7 \times 1,2 \times 21254,4 = 17853,70 \text{ kg}$$

$$n = \sqrt{\frac{6 \times 3981231,20}{10 \times 17853,70}} = 11,57 \approx 12 \text{ buah}$$

Kontrol beban

$$K_{uh\ 1} = \frac{P_u}{n} = \frac{119289,96}{12} = 9940,83 \text{ kg}$$

Akibat  $M_u$  total

Beban max pada baut dengan  $x = 4,5 \text{ cm}$  dan  $y = 22,5 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \Sigma(X^2 + Y^2) &= [12(4,5^2) + 4(4,5^2 + 13,5^2 + 22,5^2)] \\ &= 3078 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$K_{uv\ 1} = \frac{M_{u\ total} \cdot X}{\Sigma(X^2 + Y^2)} = \frac{3981231,20 \cdot 4,5}{3078} = 5820,51 \text{ kg}$$

$$K_{uh\ 2} = \frac{M_{u\ total} \cdot Y}{\Sigma(X^2 + Y^2)} = \frac{3981231,20 \cdot 22,5}{3078} = 29102,57 \text{ kg}$$

$$K_{u\ total} = \sqrt{(K_{uh\ 1})^2 + (K_{uv\ 1}^2 + K_{uh\ 2}^2)}$$

$$\begin{aligned} &= \sqrt{9940,83^2 + (5820,51 + 29102,57)^2} \\ &= 36310,35 \text{ kg} \end{aligned}$$

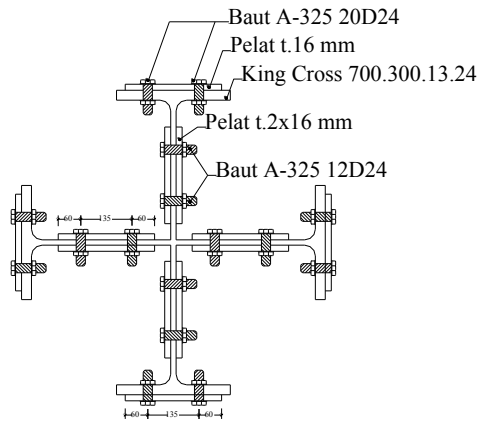
Karena pada badan kolom dipasang baut dan pelat penyambung pada empat sisinya, maka kuat beban berfaktor  $= 21254,4 \text{ kg} \times 4 = 85017,6 \text{ kg}$

$$K_{u\ total} \leq \phi R_n \rightarrow 36310,35 \text{ kg} < 111966,4 \text{ kg (OK)}$$

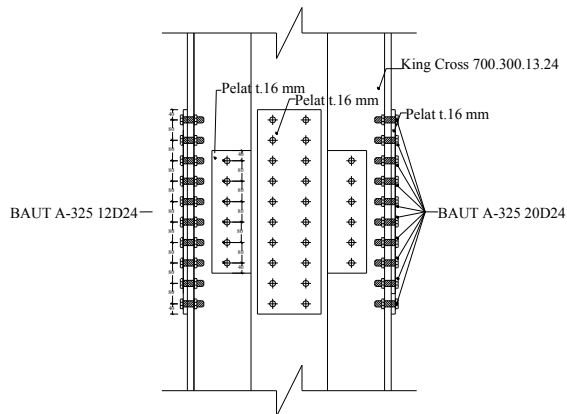
### Kontrol jarak baut

Jarak ke tepi = 1.5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm  
 = 3,6 cm s.d. 16,4cm, Terpasang = 4,5 cm

Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm  
 = 7,2 cm s.d.24 cm, Terpasang = 9 cm



Gambar 6.13 Tampak Atas Sambungan Antar Kolom

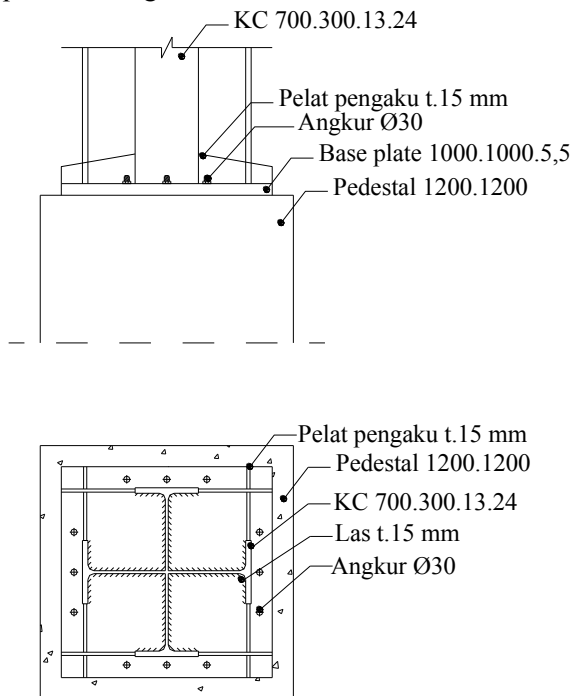


Gambar 6.14 Tampak Samping Sambungan Antar Kolom

### 6.3.6. Sambungan Kolom Dengan Base Plate

Perencanaan *base plate* dibawah ini menggunakan *fixed plate* dari katalog PT. Gunung Garuda untuk profil K 700 x 300 x 13 x 24 dengan data – data sebagai berikut :

- Part No = BMK-17
- H = 1000mm
- B = 1000mm
- $t_p = 55$
- $q = 431,75 \text{ kg}$



Gambar 6.15 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

- Sambungan Las pada End Plate  
Direnkanan las dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$  pada daerah yang diarsir pada profil KC700 x 300 x 13 x 24

$$A_{las} = \{(2.59,6) + (2.58,3) + (4.30)\} \cdot 1 = 355,8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \left[ 2 \left( \frac{1}{12} \cdot 1.59,6^3 + \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 1^3 + 30 \cdot 1 \cdot 35,65^2 \right) \right] \\ + \left[ 2 \left( \frac{1}{12} \cdot 58,3 \cdot 1^3 + \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 30^3 \right) \right]$$

$$I_x = I_y = 116054,86 \text{ cm}^4 =$$

$$W_x = W_y = \frac{I_x}{y} = \frac{116054,86}{35} = 3315,85 \text{ cm}^3$$

$$f_{u_{las}} = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3 \cdot 1 \\ = 2214,45 \text{ Kg/cm}^2$$

Akibat  $P_u$ :

$$f_p = \frac{P_u}{A} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{617423,86}{355,8} + \frac{1318127,61}{3315,85} \\ = 2132,83 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat  $V_u$ :

$$f_v = \frac{V_u}{A} + \frac{M_x}{W_y} = \frac{837,5}{355,8} + \frac{1318127,61}{3315,85} \\ = 399,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_p^2 + f_v^2} = \sqrt{2132,83^2 + 399,88^2} \\ = 2170 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{2170}{2214,45} = 0,98$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,98}{0,707} = 1,39 \text{ cm} > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

Syarat- syarat tebal kaki las

$$\text{Tebal minimum} = t_{plat} = 55 \text{ mm}$$

$$a_{eff \text{ max}} = 1,41 \cdot \frac{f_u}{f_{E70xx}} \cdot tp = 1,41 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70,3} \cdot 5,5 \\ = 6,46 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai las dengan  $a = 1,5 \text{ cm}$

Perhitungan Base Plate

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{1318127,61}{617423,86} = 2,13 \text{ cm}$$

$$1/6 h = 1/6 \cdot 100 = 16,67 \text{ cm} > e$$

Karena  $1/6 h > e$ , maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang angkur ( dipasang angkur praktis)

Direncanakan diameter baut : 30mm = 3 cm

$$h' \geq w_e + c_1$$

$$w_e = \text{jarak baut ke tepi} = 2 \cdot d_b = 2 \cdot 3 = 6 \text{ cm}$$

$$c_1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \cdot d_b = 5,06 \text{ cm}$$

$$h' \geq 6 + 5,06 = 11,06 \text{ cm}$$

$$h \geq H - 0,5 \cdot h' = 100 - 0,5 \cdot 11,06 = 94,47 \text{ cm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

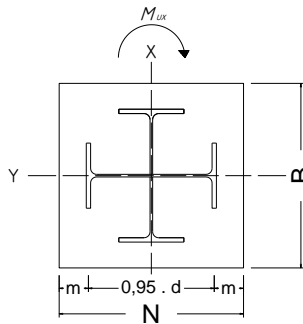
Dimensi beton :

Panjang : 1200 mm

Lebar : 1200mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{120 \cdot 120}{100 \cdot 100}} = 1,2$$

### Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 6.16 Arah beban sumbu X pada *base plate*

- Akibat beban  $P_u$

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{617423,86}{100 \cdot 100} = 61,74 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat beban  $M_u$

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 1318127,61}{100 \cdot 100^2} = 7,91 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan maksimal  
 $f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 61,74 + 7,95 = 69,65 \text{ kg/cm}^2$
- Tekanan yang dapat diterima kolom  
 $f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,9 \cdot 0,85 \cdot 30 = 22,95 \text{ Mpa}$   
 $f_{p \text{ avail}} = 229,5 \text{ kg/cm}^2 > f_{p \max} = 69,95 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$
- Menentukan  $M_{\text{upl}}$  pada sejarak  $m$  setiap lebar 1 cm pelat  

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{100 - 0,95 \cdot 70}{2} = 16,75 \text{ cm}$$

$$M_{\text{upl}} = \left( f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 \cdot f_{pb} - \frac{m}{N} \right) \left( \frac{m^2}{3} \right)$$

$$= \left( 69,95 - 2 \cdot 7,91 \cdot \frac{16,75}{100} \right) \cdot \left( \frac{16,75^2}{2} \right) + \left( 2 \cdot 7,91 - \frac{16,75}{100} \right) \left( \frac{16,75^2}{3} \right)$$

$$= 10862,69 \text{ kg.cm/cm}$$
- Menentukan tebal base plate  
 $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$   

$$M_{\text{upl}} = \left( f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 \cdot f_{pb} - \frac{m}{N} \right) \left( \frac{m^2}{3} \right)$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{\text{upl}}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10862,69}{0,9 \cdot 2500}} = 4,39 \text{ cm} < 5,5 \text{ cm (ok)}$$

### **Perencanaan pelat pengaku**

- Dimensi pelat minimum menurut SNI-03-1729-2012 Pasal 8.11

Lebar pelat pengaku minimum (bs)

$$b_s \geq \frac{b}{3} - \frac{tw}{2} = \frac{30}{3} - \frac{1,3}{2} = 9,35 \text{ cm}$$

Tebal pelat pengaku minimum (ts)

$$t_s \geq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 0,5 \times 2,4 = 1,2 \text{ cm}$$

$$t_s \geq 1,79 \cdot b_s \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 1,79 \cdot 9,35 \cdot \sqrt{\frac{2500}{2 \cdot 10^6}} = 0,59 \text{ cm}$$

”Lebar pelat pengaku (bs) = 15 cm dengan tebal pelat pengaku (ts) = 1,5 cm”

### Perencanaan baut angkur

- Gaya tarik yang terjadi pada angkur

$$T = \frac{f_p \max \cdot A \cdot B}{2} - Pu = \frac{69,65 \cdot 100 \cdot 100}{2} - 617423,86$$

$$= 269168,10 \text{ kg}$$

“Karena  $1/6 h > e$ , maka dipasang angkur praktis”

Perhitungan Baut Angkur:

Dipakai baut angkur Ø30 mm dengan  $f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi V_n = 0,75 \cdot r_l \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3^2\right)$$

$$= 21868,43 \text{ kg (menentukan)}$$

$$\phi R_n = 2,4 \cdot \phi \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 3 \cdot 5,5 \cdot 4100$$

$$= 121770 \text{ kg}$$

- Kuat rencana tarik

$$\phi R_n = T_d = \phi \cdot 0,75 \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8250 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3^2\right)$$

$$= 32802,65 \text{ kg}$$

- Jumlah baut angkur yang dibutuhkan (diambil jumlah yang terbesar antara gaya geser dan gaya tarik yang terjadi)

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{837,50}{21868,43} = 0,04$$

Terhadap gaya tarik

$$n = \frac{T}{\phi V_n} = \frac{269168,10}{21868,43} = 12,31 \approx 14 \text{ buah}$$

Untuk Pelat landas dipakai 14 baut

- Panjang Baut Angkur

$$\frac{\lambda d}{d_b} = \frac{9 f_y}{10 \cdot \sqrt{f' c}} \times \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + k t r}{d_b}\right)}$$

$$= \frac{9 \times 250}{10 \cdot \sqrt{30}} \times \frac{1 \times 1,2 \times 1 \times 1}{3,0}$$

$$\lambda d = 16,43 \cdot d_b \rightarrow 16,43 \cdot 3,0 \text{ cm} = 49,29 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 50 cm.

### 6.3.7. Sambungan Balok Induk Lantai Hunian Dengan Kolom

Sambungan balok induk dengan kolom direncanakan dengan sambungan kaku (*rigid connection*) dimana sambungan memikul beban geser  $P_u$  dan momen  $M_u$ . Penerimaan beban dianggap sebagai berikut :

- Beban  $P_u$  diteruskan oleh sambungan pada badan secara tegak lurus ke flens kolom
- Beban momen  $M_u$  diteruskan oleh sayap balok dengan baja T keflens kolom

Sambungan kaku yang merupakan bagian dari sistem rangka pemikul beban gempa mempunyai kuat lentur  $M_u$  yang besarnya paling tidak sama dengan :

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 2863.2500$$

$$= 7157500 \text{ kg.cm}$$

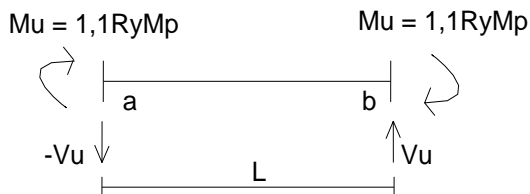
$$M_u = 1,1 R_y \cdot M_{p_{\text{balok}}}$$

$$= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 7157500 \text{ kg.cm}$$

$$= 11809875 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = 3660,112 \text{ kg (frame 263 kombinasi 1,2D + 0,5L)}$$

Gaya geser terfaktor  $V$  pada sambungan kaku harus diambil berdasarkan beban kombinasi pembebanan 1,2D + 0,5L ditambah gaya geser yang berasal dari  $M_u$  diatas, sehingga besarnya :



Gambar 6.17 Gaya Pada Balok-Kolom

$$V_u = \frac{11809875 + 11809875}{800} = 29524,69 \text{ kg}$$

$$V_{\text{total}} = 29524,69 \text{ kg} + 3660,112 \text{ kg} = 33184,80 \text{ kg}$$



Perencanaan kekuatan sambungan baut:

- Kuatgeser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir ( $r_1 = 0,5$ )

Mutu profil BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

Baut tipe tumpu baut 24 mm ( $A_g = 4,52 \text{ cm}^2$ )

Mutu baut A325 ( $f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned}\phi.V_n &= \phi . r_1 . f_u . m . A_b \\ &= 0,75 . 0,5 . 8250 . 1,4,52 \\ &= 13995,80 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\phi.R_n &= \phi . 2,4 . d_b . t_p . f_u \\ &= 0,75 . 2,4 . 2,4 . 1,2 . 4100 \\ &= 21254,40 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tarik baut:

$$\begin{aligned}T_d &= \phi . 0,75 . f_u . A_b \\ &= 0,75 . 0,75 . 8250 . 4,52 \\ &= 20993,69 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Kontrol geser

$$\begin{aligned}V_u &= \frac{Pu}{n} = \frac{33184,80}{12} \\ &= 2765,40 \text{ kg} < 13995,80 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

- Kontrol tarik

$$\begin{aligned}f_{uv} &= \frac{V_u}{A} = \frac{4148,10}{4,52} = 586,84 \text{ kg/cm}^2 \\ f_t &= (1,3 \times f_u^b - 1,5 \times f_{uv}) \\ &= (1,3 \times 8250 - 1,5 \times 611,29) \\ &= 9808,072 \text{ kg/cm}^2 > 8250 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow (\text{OK})\end{aligned}$$

- Perencanaan kekuatan sambungan las

Direncanakan las dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}A_1 = A_2 &= t_e . (2 . d_1) + (2 . d_2) \\ &= 1 . \left\{ \left( 2(60 - (2 . 1,7)) \right) + (2(20 - 1,1)) \right\} \\ &= 151 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_x & \left[ 4 \left( \frac{1}{12} \frac{20 - 1,1}{2} \cdot 1,1^3 + \frac{20 - 1,1}{2} \cdot 1,1 \cdot \left( \frac{98,3}{2} - \frac{1,6}{2} \right)^2 \right) \right] \\
 & + \\
 & \left[ 4 \left( \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 49,15^3 + 1 \cdot 49,15 \cdot \left( \frac{98,3}{2} - 20 \right)^2 \right) \right] + \\
 & \left[ 4 \left( \frac{1}{12} \frac{20 - 1,1}{2} \cdot 1,1^3 + \frac{20 - 1,1}{2} \left( \frac{1,1}{2} + \frac{1,6}{2} \right)^2 \right) \right] \\
 & = 296585,88 \text{ cm}^4 \\
 S_x & = \frac{I_x}{Y_{max}} = \frac{296585,88}{49,15} = 6034,30 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{33184,80}{134,4 \times 2} = 123,46 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{Mu}{S_x} = \frac{11809875}{6034,30} = 1957,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 f_{total} & = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{123,46^2 + 1957,12^2} \\
 & = 1961,01 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 fu_{las} & = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70 \cdot 3,1 \\
 & = 2214,45 \text{ Kg/cm}^2 > f_{total}
 \end{aligned}$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{1961,01}{2214,45} = 0,88 \text{ cm}$$

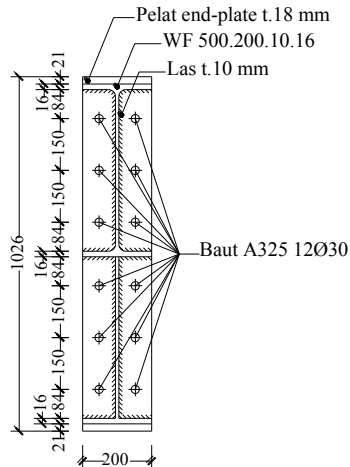
$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,88}{0,707} = 1,25 \text{ cm} > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

Dipakai las sudut dengan ketebalan 1,3 cm

- Kontrol kehandalan sambungan

$$\begin{aligned}
 Tu \text{ max} & = \frac{Mu \times Y_{max}}{\Sigma Y^2} \\
 & = \frac{11809875 \times 78,4}{2 \times (15^2 + 30^2 + 48,4^2 + 63,4^2 + 78,4^2)} = 24859,26 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$Tu \text{ max} = 19956,14 \text{ kg} < Td = 32802,65 \text{ kg (OK)}$$



Gambar 6.18 Pelat end-plate Balok-Kolom

### 6.3.8. Sambungan Balok Induk Atap Dengan Kolom

Sambungan balok induk dengan kolom direncanakan dengan sambungan kaku (*rigid connection*) dimana sambungan memikul beban geser  $P_u$  dan momen  $M_u$ . Penerimaan beban dianggap sebagai berikut :

- Beban  $P_u$  diteruskan oleh sambungan pada badan secara tegak lurus ke flens kolom
- Beban momen  $M_u$  diteruskan oleh sayap balok dengan baja T keflens kolom

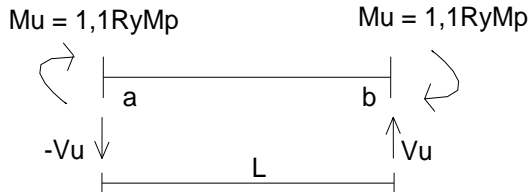
Sambungan kaku yang merupakan bagian dari sistem rangka pemikul beban gempa mempunyai kuat lentur  $M_u$  yang besarnya paling tidak sama dengan :

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y \\ &= 2096.2500 \\ &= 5240000 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1,1.R_y.M_{p_{\text{balok}}} \\ &= 1,1.1,5. 5240000 \text{ kg.cm} \\ &= 8646000 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$V_u = 4791,04 \text{ kg } (1,2D + 0,5L)$$

Gaya geser terfaktor  $V$  pada sambungan kaku harus diambil berdasarkan beban kombinasi pembebanan  $1,2D + 0,5L$  ditambah gaya geser yang berasal dari  $M_u$  diatas, sehingga besarnya :



Gambar 6.19 Gaya Pada Balok-Kolom

$$Vu = \frac{8646000 + 8646000}{800} = 21615 \text{ kg}$$

$$V_{utotal} = 4791,04 \text{ kg} + 21615 \text{ kg} = 26406,04 \text{ kg}$$

Perencanaan kekuatan sambungan baut:

- Kuatgeser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir ( $r_1 = 0,5$ )

Mutu profil BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

Baut tipe tumpu baut 20 mm ( $A_g = 3,14 \text{ cm}^2$ )

Mutu baut A325 ( $f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned} \phi.V_n &= \phi . r_1 . f_u . m . A_b \\ &= 0,75 . 0,5 . 8250 . 1 . 3,14 \\ &= 9719,30 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \phi.R_n &= \phi . 2,4 . d_b . t_p . f_u \\ &= 0,75 . 2,4 . 2 . 1,2 . 4100 \\ &= 17712 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tarik baut:

$$\begin{aligned} T_d &= \phi . 0,75 . f_u . A_b \\ &= 0,75 . 0,75 . 8250 . 3,14 \\ &= 14578,95 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol geser

$$V_u = \frac{Pu}{n} = \frac{26406,04}{812} \\ = 700,44 \text{ kg} < 9719,30 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol tarik

$$f_{uv} = \frac{Vu}{A} = \frac{3300,76}{3,14} = 700,44 \text{ kg/cm}^2 \\ f_t = (1,3 \times fu^b - 1,5 \times f_{uv}) \\ = (1,3 \times 8250 - 1,5 \times 700,44) \\ = 9674,34 \text{ kg/cm}^2 > 8250 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{(OK)}$$

- Perencanaan kekuatan sambungan las

Direncanakan las dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_1 = A_2 = t_e \cdot (2 \cdot d_1) + (2 \cdot d_2) \\ = 1 \cdot \{ (2(50 - (2 \cdot 1,6))) + (2(20 - 1)) \} \\ = 131,60 \text{ cm}^2 \\ I_x = \left[ 4 \left( \frac{1}{12} \cdot \frac{20-1}{2} \cdot 1^3 + \frac{20-1}{2} \cdot 1 \cdot \left( \frac{98,4}{2} - \frac{1,6}{2} \right)^2 \right) \right] + \\ \left[ 4 \left( \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 49,2^3 + 1 \cdot 49,2 \cdot \left( \frac{98,4}{2} - 20 \right)^2 \right) \right] + \\ \left[ 4 \left( \frac{1}{12} \cdot \frac{20-1}{2} \cdot 1^3 + \frac{20-1}{2} \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{1,6}{2} \right)^2 \right) \right] = \\ = 296585,88 \text{ cm}^4 \\ S_x = \frac{I_x}{Y_{max}} = \frac{296585,88}{49,2} = 6028,17 \text{ cm}^3$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{26406,04}{134,4 \times 2} = 98,24 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{Mu}{S_x} = \frac{8646000}{6028,17} = 1434,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{fv^2 + fh^2} = \sqrt{98,24^2 + 1434,27^2} \\ = 1437,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{u_{las}} = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70 \cdot 3,1$$

$$= 2214,45 \text{ Kg/cm}^2 > f_{total}$$

$$te = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{1437,63}{2214,45} = 0,65 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,65}{0,707} = 0,92 \text{ cm} > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

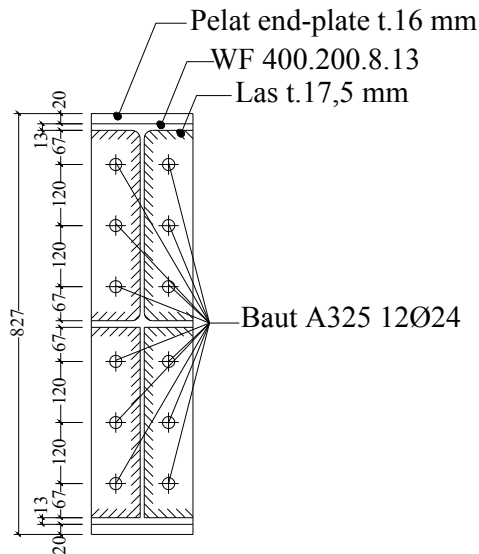
Dipakai las sudut dengan ketebalan 1 cm

- Kontrol kehandalan sambungan

$$T_u \text{ max} = \frac{Mu \times Y_{max}}{\Sigma Y^2}$$

$$= \frac{5304750 \times 62,7}{2 \times (12^2 + 24^2 + 38,7^2 + 50,7^2 + 62,7^2)} = 24859,26 \text{ kg}$$

$$T_u \text{ max} = 19072,71 \text{ kg} < T_d = 20993,69 \text{ kg (OK)}$$



Gambar 6.20 Pelat end-plate Balok-Kolom

### 6.3.9. Sambungan Batang Bresing

Sesuai peraturan SNI 03 – 1729 – 2012 butir 15.13.6.4 mengenai kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu  $1,25 \cdot R_y \cdot V_n$ .

$$V_u = 1,25 \times R_y \times V_n$$

$V_n$  = Kuat geser nominal link, diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $2M_p/e$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$$

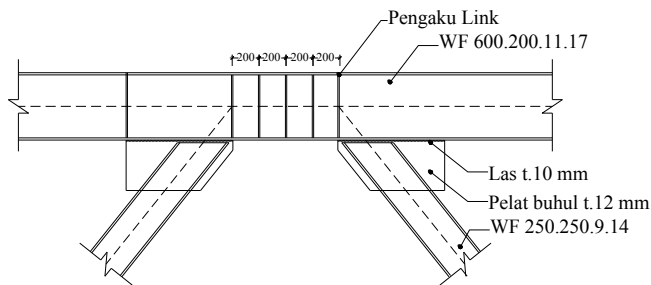
$$= 0,6 \cdot 2500 \cdot (50 - 2 \cdot 16) \cdot 1 = 27000 \text{ kg (menentukan)}$$

$$2 \cdot M_p / e = 2 \cdot 7157500 / 100 = 143150 \text{ kg}$$

$$V_u = 1,25 \cdot R_y \cdot V_n$$

$$= 1,25 \cdot 1,5 \cdot 27000$$

$$= 50625 \text{ kg}$$



Gambar 6.21 Sambungan Bresing Dengan Balok  
**Sambungan pada batang bresing**

Kuat geser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir ( $r_1 = 0,5$ )

Mutu profil BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

Baut tipe tumpu baut 24 mm ( $A_g = 4,52 \text{ cm}^2$ )

Mutu baut A325 ( $f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$ )

Tebal plat buhul = 12 mm

$$\Phi \cdot V_n = \Phi \cdot (r_1 \cdot f_{ub}) \cdot m \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot (0,5 \cdot 8250) \cdot 2 \cdot 4,52$$

$$= 27967,5 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\Phi \cdot R_n &= \Phi \cdot 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,2 \cdot 4100 \\ &= 21254,40 \text{ kg (menentukan )}\end{aligned}$$

$$n = \frac{Vu}{\phi V_n} = \frac{50625}{21254,40} = 2,38 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah 2 baris.

### **Kontrol jarak baut**

$$\begin{aligned}\text{Jarak ke tepi} &= 1,5 \text{ db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm} \\ &= 3,6 \text{ cm s.d. 15,2 cm} \rightarrow \text{Terpasang} = 8 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak antar baut} &= 3 \text{ db s.d 15 tp atau 200 mm} \\ &= 7,2 \text{ cm s.d 19,5 cm} \rightarrow \text{Terpasang} = 12 \text{ cm}\end{aligned}$$

### **Sambungan las sudut pada plat buhul**

- Bahan las sudut yang digunakan adalah E<sub>70xx</sub>
- Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm
- Kuat nominal las sudut
 
$$\begin{aligned}\emptyset \cdot R_{nw} &= 0,75 \cdot te \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \\ &= 0,75 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3 \\ &= 2214,45 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

- Luas las sudut
 
$$\begin{aligned}A_{las} &= 2 \cdot (d+b) \\ &= 2 \cdot (25+25) = 100 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

- Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$L = 531,51 \text{ cm}$$

$$h = 400 \text{ cm}$$

$$b = 350 \text{ cm}$$

$$\cos \emptyset = 3,5/5,31 = 0,66$$

$$\sin \emptyset = 4/5,31 = 0,75$$

$$\cos \emptyset \cdot Vu = 0,66 \times 50625 = 33412,50 \text{ kg}$$

$$\sin \emptyset \cdot Vu = 0,75 \times 50625 = 37968,75 \text{ kg}$$

$$f_h = \frac{33412,50}{100} = 334,125 \text{ kg/cm}^2$$



$$f_v = \frac{37968,75}{100} = 379,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2} \\ &= \sqrt{(334,125)^2 + (379,69)^2} \\ &= 505,77 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Tebal efektif las sudut

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi \cdot R_{nw}} = \frac{505,77}{2214,45} = 0,23 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,23}{0,707} = 0,33 \text{ cm} > a_{min}$$

Dipakai ketebalan las sudut sebesar 0,6 cm

### 6.3.10. Sambungan Kolom KC.700.300.13.24 Dengan KC.600.200.11.17

Perencanaan sambungan antara KC.700.300.13.24 dengan KC.600.200.11.17 menggunakan *fixed plate* dari katalog PT. Gunung Garuda dengan data – data sebagai berikut :

- |                         |                         |
|-------------------------|-------------------------|
| • Part No = BMK-17      | 6 Part No = BMK-16      |
| • H = 1000mm            | 7 H = 9000mm            |
| • B = 1000mm            | 8 B = 900mm             |
| • $t_p = 55 \text{ mm}$ | 9 $t_p = 54 \text{ mm}$ |
| • q = 431,75 kg         | 10 q = 343,36 kg        |

Beban yang bekerja pada sambungan sebagai berikut :

- $P_u = 27727 \text{ kg}$
- $M_u = 190730,93 \text{ kg.cm}$
- $V_u = 953,05 \text{ cm}$

Sambungan Las pada pelat landas

Direncanakan las dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$  pada profil KC600 x 200 x 11 x 17 sehingga didapat:

$$A_{las} = \{(2.52,2) + (2.51,1) + (4.20)\} \cdot 1 = 286,60 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \left[ 2 \left( \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 52,2^3 + \frac{1}{12} \cdot 20 \cdot 1^3 + 20 \cdot 1 \cdot 30,55^2 \right) \right. \\ \left. + \left[ 2 \left( \frac{1}{12} \cdot 52,2 \cdot 1^3 + \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 20^3 \right) \right] \right] \\ = 63383,39 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_y = 63383,39 \text{ cm}^4$$

$$W_x = W_y = \frac{I_x}{y} = \frac{63383,39}{30} = 2079,45 \text{ cm}^3$$

$$f_{u_{las}} = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3 \cdot 1 \\ = 2214,45 \text{ Kg/cm}^2$$

Akibat Pu yang berasal dari KC 600 x 200 x 11 x 17 :

$$f_p = \frac{Pu}{A} + \frac{Mx}{W_x} = \frac{617423,86}{286,6} + \frac{1318127,61}{2079,45} \\ = 2788,19 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Vu yang berasal dari KC 600 x 200 x 11 x 17 :

$$f_v = \frac{Vu}{A} + \frac{Mx}{W_y} = \frac{837,5}{286,6} + \frac{1318127,61}{2079,45} = 636,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_p^2 + f_v^2} = \sqrt{2788,19^2 + 636,81^2} \\ = 2859,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{2859,99}{2214,45} = 0,66 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,66}{0,707} = 1,29 \text{ cm} > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

Syarat- syarat tebal kaki las

Tebal minimum =  $t_{plat} = 55 \text{ mm}$

$$a_{eff \text{ max}} = 1,41 \cdot \frac{fu}{f_{E70xx}} \cdot tp = 1,41 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70,3} \cdot 5,4 \\ = 6,46 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai las dengan  $a = 1,3 \text{ cm}$

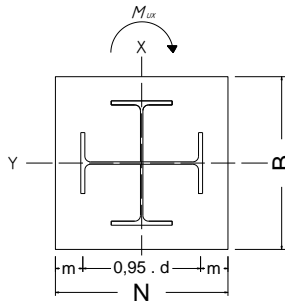
### **Perencanaan tebal pelat landas**

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{Mux}{Pu} = \frac{1318127,61}{617423,86} = 2,13 \text{ cm}$$

$$1/6 h = 1/6 \cdot 100 = 16,67 \text{ cm} > e$$

Karena  $1/6 h > e$ , maka tidak terjadi gaya tarik  
Perencanaan akibat beban sumbu X:



Gambar 6.22 Arah beban sumbu X pada pelat landas

- Akibat beban  $P_u$ 

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{617423,86}{100 \cdot 100} = 61,74 \text{ kg/cm}^2$$
- Akibat beban  $M_u$ 

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 1318127,61}{100 \cdot 100^2} = 7,91 \text{ kg/cm}^2$$
- Tekanan maksimal
 
$$f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 61,74 + 7,91 = 69,65 \text{ kg/cm}^2$$
- Menentukan  $M_{upl}$  pada sejarak  $m$  setiap lebar 1 cm pelat
 
$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{100 - 0,95 \cdot 60}{2} = 21,50 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left( f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 \cdot f_{pb} - \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{3} \right)$$

$$= \left( 69,65 - 2 \cdot 7,91 \cdot \frac{21,50}{100} \right) \cdot \left( \frac{21,50^2}{2} \right) + \left( 2 \cdot 7,91 - \frac{21,50}{100} \right) \cdot \left( \frac{21,50^2}{3} \right)$$

$$= 17716,21 \text{ kg.cm/cm}$$
- Menentukan tebal base plate
 
$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 17716,21}{0,9 \cdot 2500}} = 5,21 \text{ cm} < 5,5 \text{ cm}$$

### **Perencanaan pelat pengaku pelat landas**

- Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas.
- Dimensi pelat minimum menurut SNI-03-1729-2012 Pasal 8.11

Lebar pelat pengaku minimum (bs)

$$b_s \geq \frac{b}{3} - \frac{tw}{2} = \frac{20}{3} - \frac{1,1}{2} = 6,12 \text{ cm}$$

Tebal pelat pengaku minimum (ts)

$$t_s \geq 0,5 \cdot tf \rightarrow 0,5 \times 1,7 = 0,85 \text{ cm}$$

$$t_s \geq 1,79 \cdot b_s \cdot \sqrt{\frac{fy}{E}} = 1,79 \cdot 9,35 \cdot \sqrt{\frac{2500}{2 \cdot 10^6}} = 0,39 \text{ cm}$$

”Direncanakan Lebar pelat pengaku (bs) = 20 cm dengan tebal pelat pengaku (ts) = 1 cm”

### **Perencanaan las dan baut pada pelat landas**

Direncanakan las dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$  pada daerah yang diarsir pada daerah pelat landas sehingga didapat:

$$A_{las} = \{60 \times 4\} \cdot 1 = 240 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \left[ 2 \left( \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 30^3 + 60 \cdot 1 \cdot 30^2 \right) \right]$$

$$= 58500 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_y = 58500 \text{ cm}^4$$

$$W_x = W_y = \frac{I_x}{y} = \frac{58500}{30} = 1950 \text{ cm}^3$$

$$f_{u_{las}} = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 3,1$$

$$= 2214,45 \text{ Kg/cm}^2$$

Akibat  $P_u$ :

$$f_p = \frac{P_u}{A} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{617423,86}{286,6} + \frac{1318127,61}{2079,45}$$

$$= 2788,19 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat  $V_u$ :

$$f_v = \frac{V_u}{A} + \frac{M_x}{W_y} = \frac{837,5}{286,6} + \frac{1318127,61}{2079,45} = 636,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_p^2 + f_v^2} = \sqrt{2788,19^2 + 636,81^2}$$

$$= 2859,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{2859,99}{2214,45} = 1,29 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{1,29}{0,707} = 1,83 \text{ cm} > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

Syarat- syarat tebal kaki las

Tebal minimum =  $t_{plat} = 55 \text{ mm}$

$$a_{eff \text{ max}} = 1,41 \cdot \frac{fu}{f_{E 70xx}} \cdot tp = 1,41 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70,3} \cdot 5,5$$

$$= 6,46 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai las dengan  $a = 2 \text{ cm}$

- Gaya tarik yang terjadi pada baut

$$T = \frac{f_p \text{ max} \cdot A \cdot B}{2} - Pu = \frac{69,65 \cdot 100 \cdot 100}{2} - 617423,86$$

$$= 269168,10 \text{ kg}$$

Perhitungan Baut:

Dipakai baut angkur Ø30 mm dengan  $fu = 8250 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi V_n = 0,75 \cdot r_l \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3^2)$$

$$= 21868,43 \text{ kg (menentukan)}$$

$$\phi R_n = 2,4 \cdot \phi \cdot d_b \cdot t_p \cdot fu$$

$$= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 3 \cdot 5,5 \cdot 4100$$

$$= 121770 \text{ kg}$$

- Kuat rencana tarik

$$\phi R_n = T_d = \phi \cdot 0,75 \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8250 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3^2)$$

$$= 32802,65 \text{ kg}$$

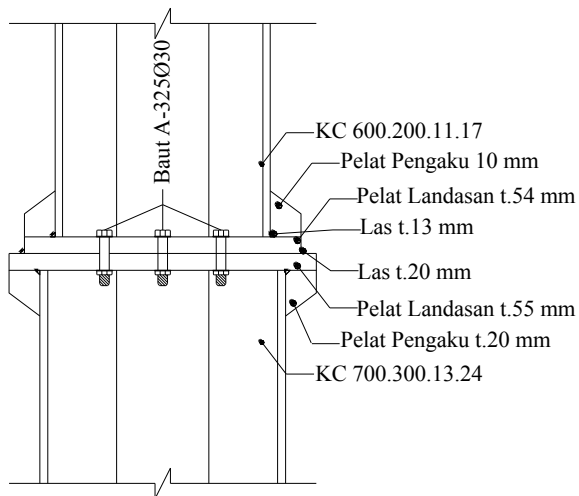
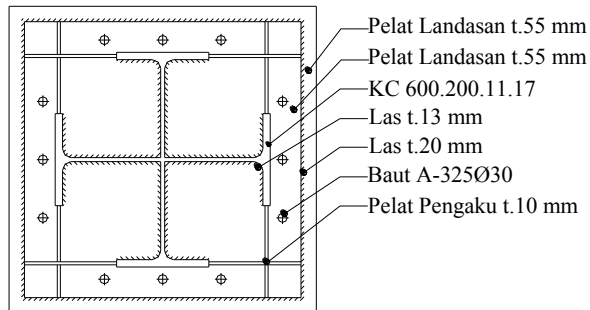
- Jumlah baut yang dibutuhkan (diambil jumlah yang terbesar antara gaya geser dan gaya tarik yang terjadi)

$$n = \frac{Vu}{\phi V_n} = \frac{837,5}{21868,43} = 0,04$$

Terhadap gaya tarik

$$n = \frac{T}{\phi V_n} = \frac{269168,10}{21868,43} = 10,31 \approx 12 \text{ buah}$$

Untuk Pelat landas dipakai 12 baut agar simetris.



Gambar 6.23 Sambungan Antar Kolom

## **BAB VII**

### **PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER**

#### **7.1 Umum**

Pondasi adalah suatu konstruksi bagian dasar atau konstruksi yang berfungsi menopang bangunan yang ada di atasnya untuk di teruskan secara merata ke lapisan tanah.

Secara umum terdapat dua macam pondasi yaitu Pondasi Dangkal (*Shallow Foundations*) dan Pondasi Dalam (*Deep Foundations*). Yang termasuk dalam pondasi dangkal ialah pondasi memanjang, pondasi tapak, pondasi raft, dan pondasi rollag bata. Sedangkan yang termasuk dalam pondasi dalam ialah pondasi tiang pancang (*pile*), pondasi dinding diafragma, pondasi trucuk, dan pondasi caissons.

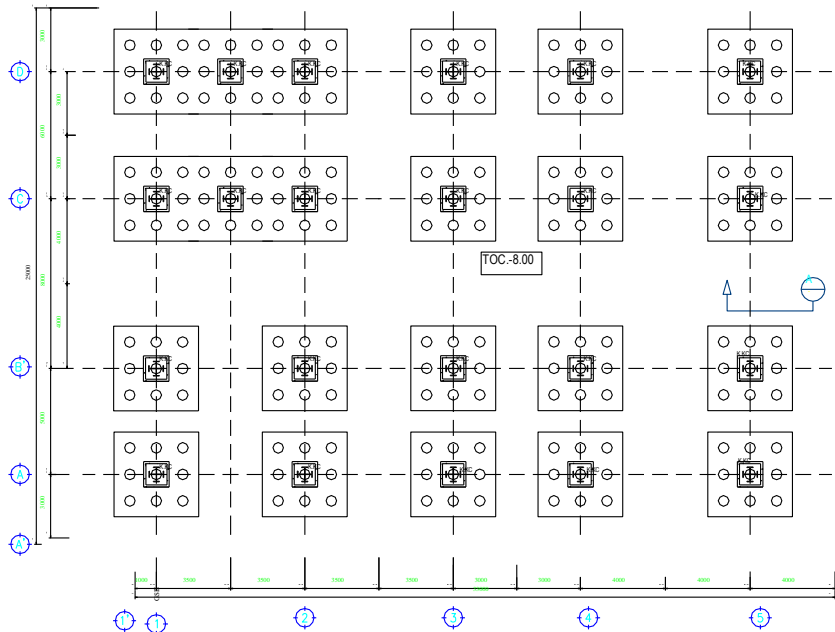
#### **7.2 Data Tanah**

Penyelidikan tanah perlu dilakukan untuk mengetahui jenis dan karakteristik tanah ditempat akan dibangunnya gedung. Dengan adanya penyelidikan tanah maka dapat diketahui dan direncanakannya kekuatan tanah dalam menahan beban yang akan disalurkan atau yang lebih dikenal dengan daya dukung tanah terhadap beban pondasi.

Data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan data penyelidikan tanah di daerah kota Padang yang dianggap dapat mewakili kondisi tanah pada proyek pembangunan gedung perkantoran ini. Data tanah yang telah tersedia dilapangan meliputi data penyelidikan tanah hasil uji Standard Penetration Test ( SPT ) yang dapat dilihat pada bagian lampiran.

#### **7.3 Perencanaan Pondasi**

Rencana pondasi yang berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang berada dibawah dan berfungsi sebagai elemen yang meneruskan beban ke tanah.



Gambar 7.1 Denah Rencana Pondasi

Pondasi pada gedung perkantoran ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang beton (*Concrete Pile*) dengan penampang bulat berongga (*Round Hollow*) dari produk dari PT. Jaya Beton. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 450 mm
- Tebal tiang : 80 mm
- Tipe : A
- *Concrete cross section* : 929,9 cm<sup>2</sup>
- Berat : 242 kg/m
- *Cracking bending moment* : 7,5 tm
- *Ultimate bending Moment* : 11,20 tm
- *Allowable axial load* : 149,50 tm
- *Modulus section* : 10505 cm<sup>3</sup>



## 7.4 Daya Dukung Tanah

### 7.4.1 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_s$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 14 m.

- $Q_u = Q_p + Q_s$
- $Q_p = q_p \cdot A_p$   
 $= (N_p \cdot K) \cdot A_p$   
 $= (51,67 \times 25) \cdot 0,159$   
 $= 205,43 \text{ ton}$

Dimana :

$N_p$  = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi

$$= \left( \frac{42 + 60 + 53}{3} \right) = 51,67$$

$K$  = Koefisien karakteristik tanah

=  $12 \text{ t/m}^2$ , untuk tanah lempung

=  $20 \text{ t/m}^2$ , untuk tanah lanau berlempung

=  $25 \text{ t/m}^2$ , untuk tanah lanau berpasir

=  $40 \text{ t/m}^2$ , untuk tanah pasir

=  $40 \text{ t/m}^2$ , untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

$$A_p = \text{Luas penampang dasar tiang} \\ = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,4^2 = 0,19625 \text{ m}^2$$

$q_p$  = tegangan di ujung tiang

$$\begin{aligned} - Q_s &= q_s \cdot A_s \\ &= \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \\ &= \left( \frac{17,83}{3} + 1 \right) \cdot 21,21 = 147,26 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dimana :

$q_s$  = tegangan akibat lekatan lateral dalam  $\text{t/m}^2$

$N_s$  = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan :  $3 \leq N \leq 50$

= Mulai dari kedalaman 9 m:

$$= (10+9+8+8+8+8+10+11+20+30+42+50) = 214$$

$$N_s = (214 / 12) = 17,83$$

$A_s$  = keliling x panjang tiang yang terbenam

$$= \pi \cdot 0,45 \cdot 15 = 21,21 \text{ m}^2$$

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin \text{ 1 tiang}} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{205,43 + 147,26}{3} = 117,56 \text{ ton}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

$N'$  = harga SPT di lapangan

$$N = \text{harga SPT setelah dikoreksi} = 15 + [(N' - 15)/2]$$

#### 7.4.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok

Untuk daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi  $C_e$ .

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(\text{1 tiang})} \times n \times C_e$$

$n$  = jumlah tiang dalam group

*Perhitungan Koefisien  $C_e$*

Dengan menggunakan perumusan Converse – Laberre :

$$E_k = 1 - \theta \left[ \frac{(n-1)m + (n-1)m}{90mn} \right]$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

s = jarak antar tiang pancang

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris

n = jumlah baris tiang pancang

$\Theta$  = Arc tg D/s (dalam derajat)

### 7.4.3 Repetisi Beban- Beban Diatas Tiang Kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekuivalen ( $P_v$ ) yang bekerja adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

dimana :

$P_v$  = beban vertikal ekuivalen

V = beban vertikal dari kolom

N = banyaknya tiang dalam group

$M_x$  = momen terhadap sumbu x

$M_y$  = momen terhadap sumbu y

$x_{max}$  = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$y_{max}$  = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\Sigma x^2$  = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

$\Sigma y^2$  = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negative bila berlawanan dengan arah e.

## 7.5 Perhitungan Pondasi Kolom

### 7.5.1 Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi WIKA), didapat :

$$\bar{P}_{1tp} = 149,50 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

$$\bar{P}_{\text{tiang}} = 117,56 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 117,56 ton.

Perhitungan jarak tiang

$$2D \leq S \leq 2,5D$$

dengan S = jarak antar tiang

$$100 \leq S \leq 125$$

dipakai S = 110 cm

$$1D \leq S \leq 1,5D$$

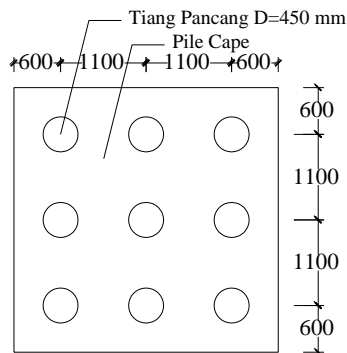
dengan S = jarak tepi

$$50 \leq S \leq 75$$

dipakai S = 60 cm

Direncanakan pondasi tiang dengan 9 tiang pancang.

Jarak dari as ke as tiang adalah 1,10 meter dengan konfigurasi sebagai berikut :



Gambar 7.2 Pondasi Tiang Pancang

Direncanakan menggunakan tiang pancang  $\varnothing$  45 cm,

$$E_k = 1 - \left( \operatorname{arc} \operatorname{tg} n \frac{450}{1100} \right) \left[ \frac{(3-1)3 + (3-1)3}{90 \times 3 \times 3} \right]$$

$$= 0,67$$

Diambil tiang pancang dengan kedalaman (D) 15 m dari perhitungan yang ditabelkan (terlampir), didapat nilai daya dukung satu tiang pancang :

$P$  beban tetap =  $117,56 \text{ kg} \times 0,67 = 78,81 \text{ ton}$ .

Jadi diambil  $P$  beban tetap = 78,81 ton (dari daya dukung tanah).

### 7.5.2 Perhitungan Repartisi Beban Diatas Tiang Kelompok

Dari hasil analisis SAP 2000 pada kolom interior, diperoleh:

Tabel 7.1 Hasil Analisis SAP 2000 kolom kritis

	(D + L)	(D + L + Ex)	(D + L + Ey)
P	384986,84	466715,34	464802,80
Mx	641,32	13974,50	5038,856
My	622,19	1553,66	3097,693
Hx	489,77	3997,15	1355,467
Hy	72,93	971,57	3097,693

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$\Sigma y^2 = 6 (1,10)^2 = 7,26 \text{ m}^2$$

$$\Sigma x^2 = 6 (1,10)_2 = 7,26 \text{ m}^2$$

Beban Tetap:

$$P_{D+L} = \frac{384986,84}{9} \pm \frac{622,19 \times 1,10}{7,26^2} \pm \frac{641,32 \times 1,10}{7,26^2}$$

$$= 42967,76 \text{ kg} \rightarrow (\text{menentukan})$$

Beban sementara:

$$P_{D+L+EX} = \frac{466715,34}{9} \pm \frac{1553,66 \times 1,10}{7,26^2} \pm \frac{13974,50 \times 1,10}{7,26^2}$$

$$\begin{aligned}
 &= 53996,13 \text{ kg} \rightarrow (\text{menentukan}) \\
 P_{D+L+EX} &= \frac{464802,80}{9} \pm \frac{3097,693 \times 1,10}{7,26^2} \pm \frac{5038,856 \times 1,10}{7,26^2} \\
 &= 52765,49 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kontrol beban tetap

$$P_{\max} = 42967,76 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 117560 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Kontrol beban sementara

$$P_{\max} = 53996,13 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 1,5 \cdot 117560 \text{ kg}$$

$$P_{\max} = 53996,13 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 176340 \text{ kg} \quad (\text{OK...!})$$

### 7.5.3 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

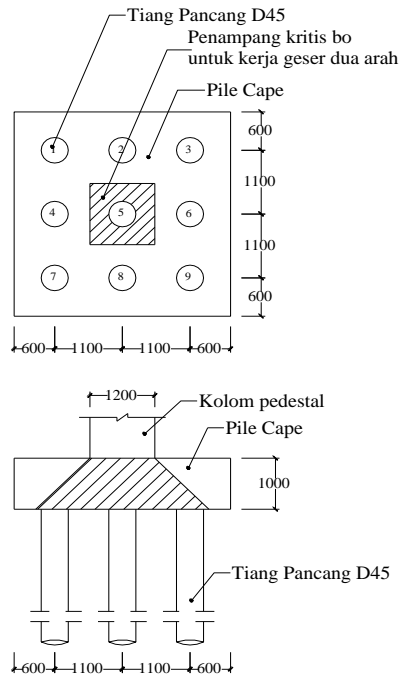
Data-data perancangan poer

- $P_{\max}$  ( 1 tiang ) = 117,56 ton
- Jumlah tiang pancang = 9 buah
- Dimensi poer = 3,4 x 3,4 x 1,0 m
- Mutu beton (fc') = 30 MPa
- Mutu baja (fy ) = 400 MPa
- Diameter tulangan = 22 mm
- Selimut beton = 50 mm
- $\lambda$  = 1 (beton normal)
- $\alpha_s$  = 40 (kolom interior)
- Tinggi efektif (d)
- $d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} 22 = 919 \text{ mm}$
- $d_y = 1000 - 70 - 22 - \frac{1}{2}(22) = 897 \text{ mm}$

### 7.5.4 Kontrol Geser Pons

#### 1. Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 03-2847-2012 Pasal 11.11.2.1.



Gambar 7.3 Geser Ponds Akibat Kolom

Untuk pondasi tapak non- prategang ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

dimana :

$\beta$  = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat) =  $1200/1200 = 1$

Tebal efektif balok poer :

$$\text{Arah } x \text{ (dx)} = 1000 - 70 - (1/2 \cdot 22) = 919 \text{ mm}$$

Keliling penampang kritis :

$$b_o = 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$$

dimana :  $b_k$  = lebar penampang kolom

$h_k$  = tinggi penampang kolom

$d$  = tebal efektif poer

$$b_o = 2 (1200 + 919) + 2 (1200 + 919) = 8476 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1 \cdot \sqrt{30} \times 8476 \times 919 \\ &= 21758916,37 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \times \left( \frac{40 \cdot 919}{8476} \right) 1 \cdot \sqrt{30} \times 8476 \times 919 \\ &= 15357825,68 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,333 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \times 8476 \times 919 \\ &= 14079298,82 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $14079298,82 \text{ N} = 1435198,65 \text{ Kg}$

$$\emptyset V_c = 0,6 \cdot 1435198,65 \text{ Kg} > P_u - P_{\text{mak}} \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \emptyset V_c &= 861119,19 \text{ kg} > 384986,84 - (117,564 \times 1000) \\ &= 861119,19 \text{ kg} > 267422,55 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

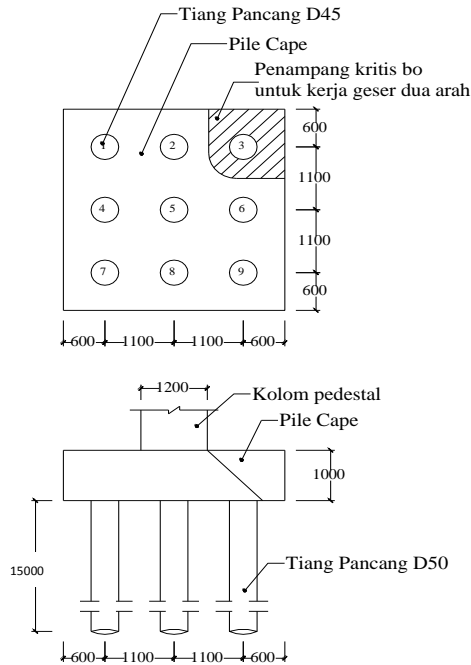
Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

## 2. Akibat Pancang

$\beta$  = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat)  $= 1200/1200 = 1$

$$\begin{aligned} b_o &= (0,25 \times \pi \times (450 + 919)) + (2 \times 600) \\ &= 2275,21 \text{ mm} \end{aligned}$$





Gambar 7.4 Geser Ponds Akibat Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) 1. \sqrt{30} \times 2275,21 \times 919 \\
 &= 5840739,26 \text{ N} \\
 V_{c2} &= 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,083 \times \left( \frac{40 \cdot 919}{2275,21} \right) 1. \sqrt{30} \times 2275,21 \times 919 \\
 &= 15357825,68 \text{ N} \\
 V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333 \cdot 1. \sqrt{30} \times 2275,21 \times 919 \\
 &= 3779301,87 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 3779301,87 N = 385249,94 Kg

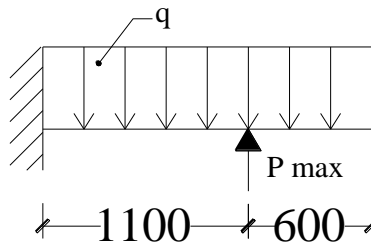
$$\phi V_c = 0,6 \cdot 385249,94 \text{ Kg} > P_{\text{mak}}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 265618,08 \text{ kg} > (11,756 \times 1000) \\ &= 11756 \text{ kg} > 265618,08 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

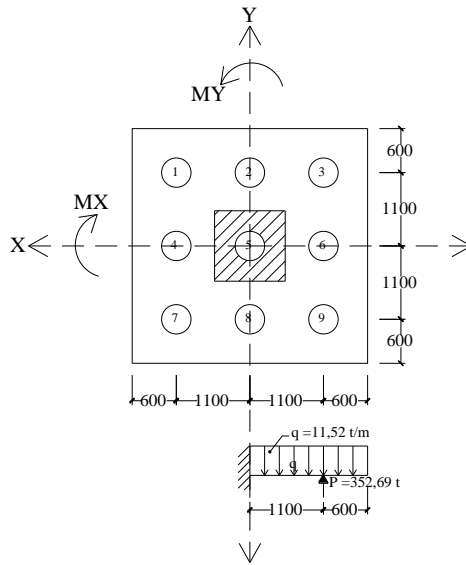
### 7.5.5. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok *kantilever* dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri *poer*. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 7.5 Analisa Poer sebagai Balok Kantilever

### Penulangan Arah x



Gambar 7.6 Pembebanan poer kolom tipe I (arah sumbu x)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 117,56 \text{ ton} \\
 P &= 3 \times 117,56 = 352,69 \text{ ton} \\
 Q &= 4 \times 2,4 \times 1 = 9,6 \text{ ton/m} \\
 q_u &= 9,6 \text{ ton/m} \times 1,2 = 11,52 \text{ ton/m} \\
 M_u &= 3P_{\max}a - \frac{1}{2} q_u x. L^2 \\
 &= (352,69 \times 1,11) - (\frac{1}{2} \times 11,52 \times (1,10 + 0,60)^2) \\
 &= 378,12 \text{ tonm} \\
 &= 3709328462 \text{ Nmm} \\
 dx &= 1000 - 70 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 919 \text{ mm} \\
 dy &= 1000 - 70 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 897 \text{ mm} \\
 Mn &= \frac{Mu}{\phi} = \frac{3709328462}{0,8} = 4636660577 \text{ Nmm} \\
 m &= \frac{fy}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{bal}} &= \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,03251 \\
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03251 = 0,02438 \\
 R_n &= \frac{M_n}{b d^2} = \frac{4636660577}{4000 \times 919^2} = 1,63 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,63}{400}} \right) = 0,0042 \\
 \rho_{\text{pakai}} &= 0,0042
 \end{aligned}$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d_x \\
 &= 0,0042 \times 1000 \times 919 = 3772,22 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D22 ( $A_s = 380,13 \text{ mm}^2$ )

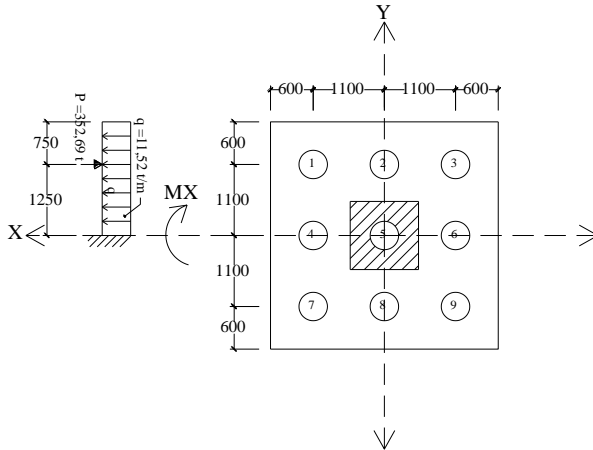
$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{3772,09}{380,13} = 9,92 \approx 10 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{10} = 100$$

Digunakan tulangan lentur atas D22–100 mm

$$\begin{aligned}
 A_s &= \left( \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{100} \\
 &= 38013,27 \text{ mm}^2 > 3772,09 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})
 \end{aligned}$$

### Penulangan Arah y



Gambar 7.7 Pembebanan poer kolom tipe I (arah sumbu y)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 117,56 \text{ ton} \\
 P &= 3 \times 117,56 = 352,69 \text{ ton} \\
 Q &= 4 \times 2,4 \times 1 = 9,6 \text{ ton/m} \\
 q_u &= 9,6 \text{ ton/m} \times 1,2 = 11,52 \text{ ton/m} \\
 M_u &= 3P_{\max}a - \frac{1}{2} q_u x. L^2 \\
 &= (352,69 \times 1,11) - (\frac{1}{2} \times 11,52 \times (1,10 + 0,60)^2) \\
 &= 378,12 \text{ tonm} \\
 &= 3709328462 \text{ Nmm} \\
 d_x &= 1000 - 70 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 919 \text{ mm} \\
 d_y &= 1000 - 70 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 897 \text{ mm} \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{3709328462}{0,8} = 4636660577 \text{ Nmm} \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\
 \rho_{\text{bal}} &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,03251 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03251 = 0,02438
 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{4636660577}{4000 \times 919^2} = 1,63$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,63}{400}} \right) = 0,0042$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0042$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_s = \rho \times b \times d_x$$

$$= 0,0042 \times 1000 \times 919 = 3772,22 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D22( $A_s = 380,13 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{3772,09}{380,13} = 9,92 \approx 10 \text{ buah}$$

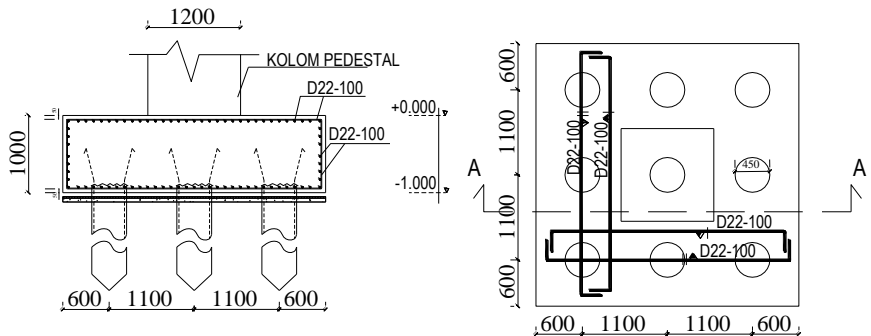
$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{10} = 100$$

Digunakan tulangan lentur atas D22–100 mm

$$A_s = \left( \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{100}$$

$$= 38013,27 \text{ mm}^2 > 3772,09 \text{ mm}^2$$

(Ok)



Gambar 7.8 Detail Penulangan Poer



Dipasang tulangan 36 D22,  $A_s = 14064,91 \text{ mm}^2$  dipasang merata 4 sisi.

Penulangan Geser Kolom

$$V_u = 8213 \text{ KN} = 8213000 \text{ N}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \left( 1 + \frac{Nu}{14 A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= 2 \left( 1 + \frac{6054860}{14.1440000} \right) \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1200 \times 1127 \\ &= 9334555,95 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{s_{\min}} = 1/3.bw.d = 1/3.1200.1127 = 1352400$$

$$\begin{aligned} \phi(V_c + V_{s_{\min}}) &< V_u \leq \phi(V_c + 1/3\sqrt{f'c}.bw.d) \\ 0,75(9334555,95 + 1352499) &< 8213000 \leq \\ 0,75(9334555,95 + 1/3 \cdot \sqrt{30} \cdot 1200 \cdot 1127) & \\ 8015216,96 &< 8213000 < 8852766,93 \text{ (kondisi 4, perlu} \\ &\text{tulangan geser)} \end{aligned}$$

$$s_{\text{maks}} \leq d/2$$

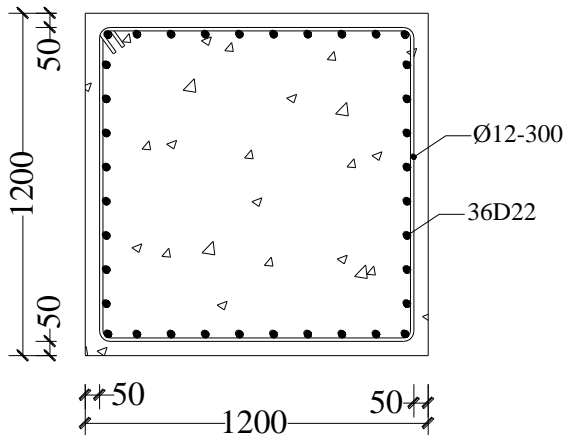
$$s_{\text{maks}} \leq 1127/2 = 563,5 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{2} \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$\frac{792}{2} = 364,5 \text{ mm} \rightarrow s = 300 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan geser praktis  $\emptyset 12 - 300$ , sengkang dua kaki





Gambar 7.10 Penulangan Kolom Pedestal

### 7.7 Perhitungan Sloof Pondasi

Menurut Pedoman Perancangan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah ( umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum. Desain penulangan pada sloof akan direncanakan menggunakan tulangan baja, hal tersebut dilakukan karena sloof menerima kombinasi beban aksial tekan dan lentur.

Dalam perancangan sloof ini direncanakan menurut kondisi kritis pada struktur gedung Hotel Quest

$$\text{Gaya aksial kolom} = 617423,86 \text{ kg}$$

$$P_u = 10\% \times 557595,04 \text{ kg}$$

$$= 61742,39 \text{ kg} \rightarrow 605692,81 \text{ N}$$

$$\text{Dimensi sloof} = 400 \times 600 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mutu beton (f}_c\text{)} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (f}_y\text{)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tulangan utama} = \text{D22}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \text{Ø10}$$

$$\begin{aligned}\text{Selimut beton} &= 50 \text{ mm} \\ d &= 600 - 50 - 10 - (1/2 \times 22) = 529 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tegangan ijin tarik beton :

$$\begin{aligned}f_{rijin} &= 0,70 \times \sqrt{f'_c} \\ &= 0,70 \times \sqrt{30} = 3,83 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Tegangan tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_u}{\phi \cdot b \cdot h} = \frac{605692,81}{0,80 \times 400 \times 600} = 3,15 \text{ Mpa} < f_{rijin}$$

### 7.7.1 Penulangan Lentur Sloof

Berdasarkan SNI 03-2847-2012 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diproposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$\frac{l}{20} = \frac{8000}{20} = 400 \text{ mm}^2$$

- Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 400 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.
- Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

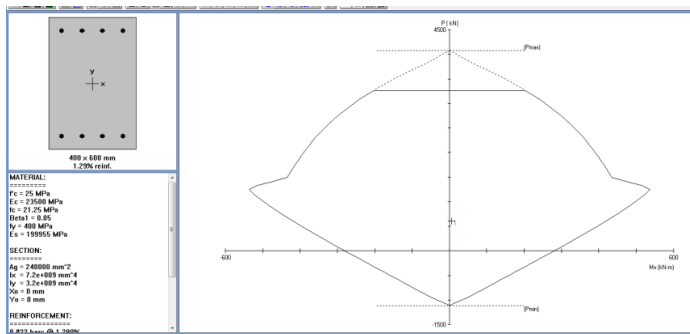
Beban yang diterima sloof :

$$\begin{aligned}\text{- berat sendiri} &= 0,40 \times 0,60 \times 2400 = 576 \text{ kg/m} \\ \text{- berat dinding} &= \frac{4 \times 100}{1} = 400 \text{ kg/m} + \\ &q_d = 976 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada RSNI 03-2847-2012

Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 \times 976 = 1171,20 \text{ kg/m} \\
 M_{u \text{ tumpuan}} &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\
 &= \frac{1}{12} \times 117,20 \times 8^2 \\
 &= 6566,60 \text{ kgm} = 6129810,03 \text{ Nmm} \\
 P_{u \text{ Sloof}} &= 605692,81 \text{ N}
 \end{aligned}$$



Gambar 7.11 Diagram interaksi sloof 40/60

Dari analisis PCACOL didapat :

$$\rho = 0,0129$$

$$\text{Dipasang tulangan} = 8 \text{ D } 22 \text{ (} A_s = 3041,1 \text{ mm}^2 \text{)}$$

#### Periksa lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25mm. Minimum lebar tie beam yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 2 \times \text{penutup beton (} p = 50 \text{ mm)} &: 2 \times 40 = 80 \text{ mm} \\
 2 \times \text{senggang, } \phi_{\text{senggang}} = 10 \text{ mm} &: 2 \times 10 = 20 \text{ mm} \\
 4 \times \text{D22} &: 4 \times 22 = 88 \text{ mm} \\
 3 \text{ kali jarak antara } 25 \text{ mm} &: 3 \times 25 = 75 \text{ mm} \\
 \text{Total} &= 263 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lebar balok 400 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris .....(memenuhi)

### 7.7.2 Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} \times 1171,20 \times 8 = 4924,8 \text{ kg} = 45957,89 \text{ N}$$

Berdasarkan RSNI 03-2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 40 - 10 - 22/2 = 539 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{605692,81}{14 \cdot 240000} \right) 1 \sqrt{30} \times 400 \times 539 \\ &= 236939,84 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 236939,84 = 177704,88 \text{ N} > V_u \text{ (OK)}$$

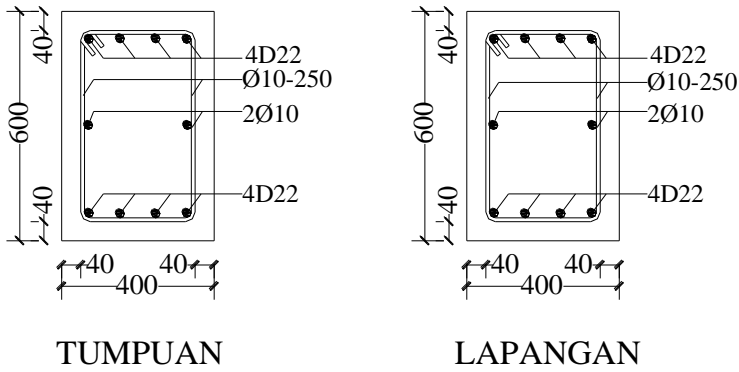
Berdasarkan SNI 03-2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

$$\frac{d}{2} \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$\frac{539}{2} = 269,65 \text{ mm} \rightarrow s = 250 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang  $\varnothing 10 - 250 \text{ mm}$

Dipasang Torsi  $\varnothing 10$  2 buah



Gambar 7.12 Penampang Sloof 400 x 600

## **BAB VIII PENUTUP**

### **8.1. Kesimpulan**

Dari hasil perhitungan dan analisis yang telah dilakukan, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Dari hasil perhitungan struktur sekunder didapatkan :
  - a. Plat lantai menggunakan bondek PT. BRC LYSAGHT INDONESIA  $t = 0,75$  mm, dengan tebal plat beton :
    - Lantai atap  $t = 100$  mm
    - Lantai hunian  $t = 100$  mm
  - b. Balok anak
    - Lantai atap WF 400 x 200 x 7 x 11
    - Lantai hunian WF 400 x 200 x 8 x 13
  - c. Balok tangga :
    - Pengaku anak tangga L 45 x 45 x 5
    - Bordes WF 100 x 50 x 5 x 7
    - Utama 200 x 100 x 4,5 x 7
    - Penumpu 200 x 100 x 5,5 x 8
2. Dari hasil perhitungan struktur primer didapatkan :
  - a. Balok induk :
    - Lantai Atap WF 500 x 300 x 10 x 16
    - Lantai Hunian WF 600 x 200 x 11 x 17
  - b. Kolom:
    - Lantai Atap KC600 x 200 x 11 x 17
    - Lantai Hunian KC 700 x 300 x 13 x 24
  - c. Panjang link :
    - Bentang  $e = 100$  cm dengan pengaku sejarak 25 cm
  - d. Bresing:
    - Bresing WF 250 x 250 x 9 x 14
3. Pondasi struktur menggunakan tiang pancang PT. WIKA Beton dengan  $D = 45$ cm (tipe A1) dengan kedalaman 14 m berdasarkan hasil penyelidikan tanah SPT (*Standard Penetration Test*).

**8.2. Saran**

Sebaiknya dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur bresing eksentrik lebih lanjut dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomi, dan estetika. Sehingga diharapkan perencanaan tidak hanya mampu dalam hal kekuatan struktur namun dapat juga untuk mengestimasi nilai fungsi dan biaya jika dibandingkan dengan struktur eksistingnya.

## DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012)**. Bandung : BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. 2000. **Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)**. Bandung : BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. 2000. **Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002)**. Bandung : BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2000. **Tata Cara Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (SNI 03-1727-1989)**. Bandung : BSN.
- Marwan dan Isdarmanu. 2006. **Buku Ajar : Struktur Baja I**. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil FTSP – ITS.
- Setiawan, Agus. 2008. **Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03 – 1729 – 2002)**. Jakarta :Erlangga.
- Wahyudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam**. Surabaya :Jurusan Teknik Sipil FTSP –ITS.
- Batubara, B.N (2008), “**Studi Parametrik Terhadap Kinerja Link Geser Yang Dapat Diganti Pada Struktur Baja Berpengaku Eksentrik**”, Tesis Magister, ITB.

- Herdiansah, Y.(2009), “**Kajian Penggunaan Link yang Dapat Diganti Pada Struktur Rangka Baja Berpengaku Eksentrik Tipe Split-K**”, Tesis Mgister, ITB.
- Moestopo,M., Mirza, A., (2006), “**Kinerja Sambungan Baut pada Link struktur Rangka Baja Eksentrik**”, Seminar dan Pameran HAKI, Agustus 2006.
- Roeder, C.W. and Popov, E.P. (1997), “**Inelastic Behaviour of Eccentrically Braced Frame under Cyclic Loadings**”. Report No. UCB/EERC-77/18. Berkeley : Earthquake Engineering Research Centre. University of California.



# DRILLING LOG

Project No. : 11

Project : Hotel Quercy

**Type of Drilling : Rotary**

Barcode No. : B001

Lokasi : Jl.Ronggolawe 17-19

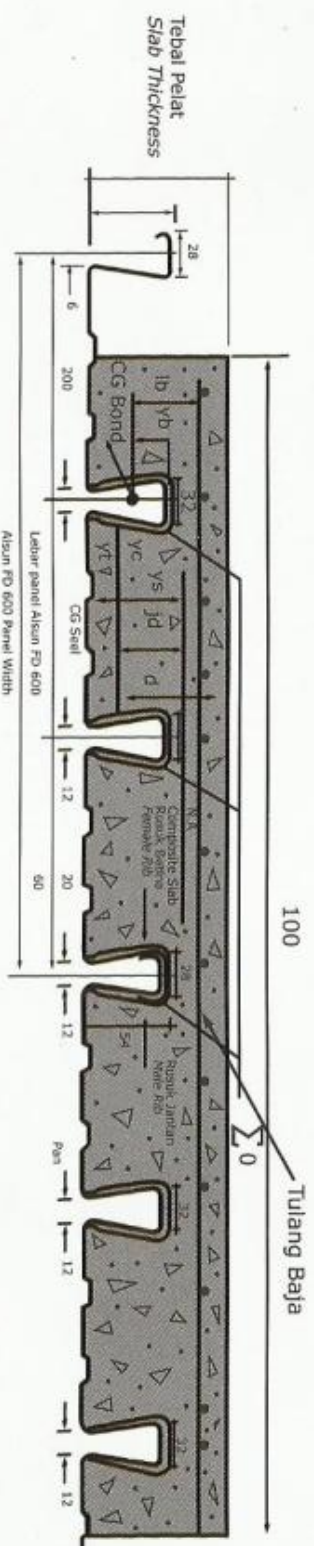
Date : 16-19 Februari 2011

Water Table : 204

Elevation:  $\pm 0.0$  (m above/below seaport)

Driller : Drumbill

[illegible]



**TABEL PERENCANAAN PRAKTIS**  
**PRACTICAL DESIGN TABLE**

BENTANG TUNGKAL	BEKAN HIDUP/BERGUNA (kg/m <sup>2</sup> )				
	200	300	400	500	600
PENYANGGA SEMENTARA	TEBAL PELAT (cm)				
TANPA	2.00	9	9	9	9
	2.50	9	9	9	9
	3.00	10	10	11	12
Satu Baris	3.50	12	12	13	14
	4.00	14	14	15	15
Dua Baris	4.50	15	15	16	16

BENTANG GANDA	BEKAN HIDUP/BERGUNA (kg m <sup>2</sup> )									
	200		300		400		500		600	
PENYANGGA SEMENTARA	PANJANG BENTANG	TEBAL PELAT	TUL. NEG.	TEBAL PELAT	TUL. NEG.	TEBAL PELAT	TUL. NEG.	TEBAL PELAT	TUL. NEG.	TEBAL PELAT
TANPA	2.00	cm	cm/m <sup>2</sup>	cm	cm/m <sup>2</sup>	cm	cm/m <sup>2</sup>	cm	cm/m <sup>2</sup>	cm
	2.50	9	2.06	9	2.06	9	2.06	9	2.06	9
	3.00	10	4.12	10	6.37	11	7.49	12	8.5	13
SATU BARIS	3.50	12	4.01	12	6.13	12	8.32	13	9.46	14
	4.00	14	3.54	11	4.67	14	6.3	15	7.28	15
DUA BARIS	4.50	200	3.83	9	2.06	15	5.60	15	7.36	16

Catatan : Beban mati (Berat sendiri ALSUN - FD 600 dan pelat beton) sudah diperhitungkan  
Notes : Dead Load (Mass of ALSUN - FD 600 and Concrete Slab) are already calculated

Catatan : Mutu Baja U-39  
Mutu Beton K-2000